

Criterios de aceptación para la evaluación basada en desempeño de los edificios de muros
delgados de concreto reforzado en Colombia

por

Alexander M. Arciniegas Aguilera

Tesis presentada como requisito parcial para

optar por el título de

Magister en Ingeniería Civil

en el

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

de la

Universidad del Norte, Barranquilla

Dirigida por:

Profesor Carlos Alberto Arteta Torrents

Profesor Carlos Andrés Blandón Uribe

Noviembre 2020

Criterios de aceptación para la evaluación basada en desempeño de los edificios de muros
delgados de concreto reforzado en Colombia

Copyright 2020

By

Alexander M. Arciniegas Aguilera

Resumen

Criterios de aceptación para la evaluación basada en desempeño de los edificios de muros delgados de concreto reforzado en Colombia

por

Alexander M. Arciniegas Aguilera

Candidato a Magister en Ingeniería Civil

Universidad del Norte, Barranquilla

Tutor: Carlos Alberto Arteta Torrents

Co-Tutor: Carlos Andrés Blandón Uribe

Muros delgados de concreto reforzado son usados comúnmente como elementos estructurales en edificios de hasta 30 pisos para la resistencia de cargas gravitacionales y laterales por sismo. Debido a varias características particulares del sistema de muros que se utiliza en Colombia, existe una alta incertidumbre sobre su comportamiento esperado ante eventos sísmicos de diferente intensidad, pues no se puede extrapolar a partir del comportamiento observado en laboratorio y en campañas posterremoto de otros sistemas estructurales. La filosofía de diseño basado en desempeño permite evaluar la respuesta de la edificación bajo diferentes niveles de demanda y compararlo con umbrales asociados a diferentes estados límite de comportamiento. Sin embargo, en Colombia no se ha desarrollado criterios de aceptación para los diferentes elementos estructurales que permitan evaluar el desempeño bajo cargas laterales.

El objetivo del trabajo es determinar criterios de aceptación para la evaluación basada en desempeño del sistema de muros delgados de concreto reforzado en Colombia. Para esto se desarrolla una metodología híbrida (analítica-experimental) en la cual se genera una base de datos de muros delgados, a partir de tres edificios de 5, 10 y 15 pisos, representativos de edificaciones construidos en Colombia. Se construyen modelos numéricos de estas edificaciones y se calibran sus elementos con resultados de ensayos experimentales. Finalmente se definen los criterios de aceptación en función de la longitud, geometría y carga axial de los muros.

*Para mis padres, Ailza y Alexander,
Por guiarme durante toda mi vida por el camino correcto.*

Agradecimientos

En primer lugar, le agradezco a Dios por su infinita bondad y sus bendiciones que me permiten desarrollarme como ser humano y profesional. Gracias a mi familia por apoyarme en todo momento, en especial a mis padres que con esfuerzo y dedicación me han apoyado en todas mis decisiones.

Me gustaría expresar mi más profunda gratitud a mi tutor de investigación, el profesor Carlos Arteta por su invaluable guía y apoyo durante mis estudios de maestría.

Un especial agradecimiento al profesor Carlos Blandón por ayudarme a desarrollar y supervisar este trabajo de investigación.

Agradezco a Kelly Martínez por su amor y apoyo incondicional en todo este proceso.

Gracias a todos mis profesores de la Universidad del Norte, profesionales del grupo CEER, compañeros de clase de maestría, Gustavo Araujo, José Cueto, Tayrin Hurtado, Sebastián Quintero, Cesar Pájaro, Jefferson Piedrahita, Andrés Torregroza y Julio Sánchez, por la ayuda brindada en todo momento y sobre todo por su valioso tiempo invertido en mí.

Tabla de Contenido

Introducción	16
Alcance.....	17
Objetivos	17
Organización	18
Capítulo 1 – Estado del arte.....	19
1.1 Diseño sísmico basado en desplazamiento.....	19
1.2 Diseño sísmico basado en desempeño	20
1.3 Niveles de desempeño.....	22
1.3.1 Nivel de desempeño propuesto por Vision 2000.....	23
1.3.2 Nivel de desempeño propuestos por la generación presente de PBSD	23
1.4 Niveles de amenaza sísmica.....	25
1.4.1 Niveles de amenaza sísmica propuesta por Vision 2000.....	25
1.4.2 Niveles de amenaza sísmica propuesta por ATC-40.....	25
1.4.3 Niveles de amenaza sísmica propuesto por ASCE 41-17	26
1.5 Objetivos de desempeño.....	27
1.5.1 Objetivos de desempeño propuestos por Vision 2000	27
1.5.2 Objetivos de desempeño propuestos por ATC-40.....	28
1.5.3 Objetivos propuestos por ASCE 41-17	28
1.6 Criterios de aceptación	29
1.6.1 Criterios de aceptación propuesto por Vision 2000.....	30
1.6.2 Criterios de aceptación propuesto por ATC-40.....	30
1.6.3 Criterios de aceptación propuesto por ASCE 41-17	31
1.7 Evaluación de estructuras por desempeño en Latinoamérica.....	32
Capítulo 2 – Marco teórico.....	38
2.1 Fases de análisis estructural en Perform-3D	38
2.1.1 Fase Modelación.....	38
2.1.2 Fase Computación	43

2.2	Comportamiento del concreto	44
2.2.1	<i>Comportamiento cíclico del concreto</i>	45
2.2.2	<i>Modelos teóricos del concreto</i>	46
2.3	Comportamiento del acero	48
2.3.1	<i>Comportamiento cíclico del acero</i>	49
2.3.2	<i>Modelos teóricos del acero</i>	50
2.4	Modelo constitutivo de los materiales en Perform 3D	53
2.4.1	<i>Parámetros para simular el comportamiento cíclico del acero</i>	54
2.4.2	<i>Parámetros para simular el comportamiento cíclico del concreto</i>	55
2.5	Análisis estático no lineal	56
Capítulo 3	– Calibración de modelos	58
3.1	Calibración de modelos de la literatura	58
3.1.1	<i>Caso de estudio: Thomsen and Wallace (1995) – Espécimen RW2</i>	60
3.1.2	<i>Caso de estudio: Dazio et al. (2009) – Espécimen WSH4 y WSH6</i>	66
3.1.3	<i>Caso de estudio: Segura (2017) – Espécimen WP1</i>	72
3.1.4	<i>Caso de estudio: Tran and Wallace (2012) – Espécimen RW-A15-P10-S78</i>	75
3.1.5	<i>Caso de estudio: Oesterle et al. (1976) – Espécimen R2</i>	78
3.1.6	<i>Resumen de los resultados de la calibración inicial</i>	81
3.2	Calibración de modelos experimentales en Colombia	82
3.2.1	<i>Blandón et al. (2018) – Muro W4</i>	87
3.2.2	<i>Blandón et al. (2018) – Muro W5</i>	89
3.2.3	<i>Blandón et al. (2018) – Muro W6</i>	91
3.2.4	<i>Blandón et al. (2018) – Muro W7</i>	93
3.2.5	<i>Resumen de los resultados de la calibración de los muros delgados colombianos</i> 96	
3.3	Estados límites propuestos por ASCE 41-17 para los muros experimentales	97
Capítulo 4	–Análisis numérico de edificios completos	99
4.1	Base de datos: Geometría, Refuerzo y Carga	100
4.2	Propiedades de los materiales	105
4.3	Modelos estructurales no lineales	107
Capítulo 5	– Metodología de análisis de los muros individuales	111
5.1	Curvas de capacidad de muros delgados de los edificios de estudio	111

5.2	Sensibilidad de la respuesta analítica de los muros delgados	114
5.3	Deriva de primer piso como medida de deformación	118
5.4	Análisis de base de datos analítica de muros delgados	120
Capítulo 6 – Resumen y conclusiones.....		132
Referencias.....		135

Lista de Figuras

Figura 1.1 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC, 1995).	28
Figura 1.2 Objetivo de Seguridad Básica para estructuras convencionales (ATC, 1996).	28
Figura 1.3 Configuración de edificios analizados por Gonzales Fernandez (2010).	33
Figura 1.4 Geometría y refuerzo de muros con relación de aspecto igual a 1.0.(Julián Carrillo & Alcocer, 2011).	34
Figura 1.5 (a) Modelo en 3D del edificio (b) Vista en planta del edificio (Medina & Music, 2018)	35
Figura 1.6 Vista en planta y fotografía del edificio de (a) 17 pisos y (b) 26 pisos.	36
Figura 2.1 Fuerzas internas generadas en los elementos. (Elaboración propia).	39
Figura 2.2 Modelo constitutivo de fibras (concreto y acero), comportamiento axial-flexión y cortante.	41
Figura 2.3 Corte de sección para capturar fuerzas internas en los elementos.	42
Figura 2.4 Comportamiento curva esfuerzo-deformación de la localización de deformaciones (Van Mier, 2009).	45
Figura 2.5 Relación esfuerzo-deformación cíclica y monotónica del concreto. (Bahn & Hsu, 1998)	46
Figura 2.6 Comparación entre el modelo de Mander et al. (1988b) y Razvi & Saatcioglu (1999) para concreto confinado. (Arteta, 2015)	48
Figura 2.7 Curva típica de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.	49
Figura 2.8 Comportamiento cíclico del acero de refuerzo. (T. & M. J. N., 1992)	50
Figura 2.9 Modelo cíclico del acero de refuerzo propuesto por Manegotto & Pinto (1973).	52
Figura 2.10 Curva de esfuerzo-deformación del modelo propuesto por Monti & Nuti (1993). Adaptada de (Prota & Cosenza, 2009).	53
Figura 2.11 Relación típica fuerza-deformación en Peform 3D. (Computers and Structures Inc, 2018).	53
Figura 2.12 Definición de disipación de energía. (H Park & Eom, 2004).	54
Figura 2.13 Ciclos con igual disipación de energía, pero con diferente pérdida de rigidez.(Computers and Structures Inc, 2018b)	55

Figura 2.14 Relación entre el factor de energía y la rigidez de recarga, (a) factor igual a 1.0 y (b) factor inferior a 1.0. (Computers and Structures Inc, 2018a)	55
Figura 2.15 Factor de disipación de energía a la compresión del concreto, medido y propuesto. (L. N. Lowes et al., 2016).	56
Figura 2.16 Curva de capacidad obtenida a través de un análisis de empuje incremental.	57
Figura 3.1 Detallado y refuerzo del espécimen RW2 (Thomsen & Wallace, 1995)	60
Figura 3.2 Propiedades mecánicas del concreto y del acero, para el espécimen RW2 (Thomsen & Wallace, 1995).	61
Figura 3.3 Discretización (a) Sección transversal y (b) Vertical del RW2. (Elaboración propia).	62
Figura 3.4 Curva histeretica, muro RW2. (Elaboración propia).	63
Figura 3.5 Perfil de desplazamiento en altura del muro RW2. (Elaboración propia).	64
Figura 3.6 Muro RW2, medición de la deformación experimental frente a la predicción del modelo analítico.	65
Figura 3.7 Comparación de la rotación en la base experimental frente a analítica, muro RW2..	65
Figura 3.8 Detallado y refuerzo del espécimen WHS4. (Dazio et al.,2009).	66
Figura 3.9 Discretización (a) Sección transversal y (b) Vertical del WHS4. (Elaboración propia).	67
Figura 3.10 Curva histeretica, muro WSH4.	68
Figura 3.11 Detallado y refuerzo del espécimen WHS6. (Dazio et al.,2009).	69
Figura 3.12 Discretización (a) Sección transversal y (b) Vertical del WHS6. (Elaboración propia).	70
Figura 3.13 Curva histeretica, muro WSH6.	71
Figura 3.14 Perfil de desplazamiento en altura del muro WSH6.	72
Figura 3.15 Detallado y refuerzo del espécimen WP1 (Segura, 2017).	72
Figura 3.16 Propiedades mecánicas de (a) concreto y (b) acero, para el espécimen WP1 (Segura, 2017).	73
Figura 3.17 Discretización (a) Sección transversal y (b) Vertical del WP1. (Elaboración propia).	74
Figura 3.18 Curva Histeretica, muro WP1.	74
Figura 3.19 Detallado y refuerzo del espécimen RW-A15-P10-S78 (Tran & Wallace, 2012)	75

Figura 3.20 Propiedades mecánicas del concreto y del acero, para RW-A15-P10-S78 (Tran & Wallace, 2012),	76
Figura 3.21 Discretización (a) Sección transversal y (b) Vertical del RW-A15-P10-S78. (Elaboración propia).	77
Figura 3.22 Curva histeretica, muro RW-A15-P10-S78.....	77
Figura 3.23 Detallado y refuerzo del espécimen R2 (Oesterle et al., 1976).	78
Figura 3.24 Propiedades mecánicas de (a) el concreto y (b) el acero, para el espécimen R2 (Oesterle et al., 1976).	79
Figura 3.25 Discretización (a) Sección transversal y (b) Vertical del espécimen R2. (Elaboración propia).	80
Figura 3.26 Curva histeretica, muro R2.....	81
Figura 3.27 Vista en alzado de los muros W4, W5, W6 y W7. (CEER, 2018).	83
Figura 3.28 Vista en planta de los muros (a) W4, (b) W5, (c) W6 y (d) W7. (CEER, 2018).	85
Figura 3.29 Curva de esfuerzo deformación para (a) acero de malla electrosoldada y (b) barras No.2 (CEER, 2018).	86
Figura 3.30 Calibración de la envolvente de esfuerzo-deformación del muro W4 para las propiedades de (a) Concreto, (b) Barra No.4 y (c) Barra No.2. (Elaboración propia).	87
Figura 3.31 Perfil cíclico de desplazamiento para el muro W4 (Elaboración propia).	87
Figura 3.32 (a) Discretización vertical del muro W4 y (b) Modelo de la sección en 3D. (Elaboración propia).	88
Figura 3.33 Curva histeretica, muro W4. (Elaboración propia).	88
Figura 3.34 Calibración de la envolvente de esfuerzo-deformación del muro W5 para las propiedades de (a) Concreto, (b) Barra No.4 y (c) Barra No.2. (Elaboración propia).	89
Figura 3.35 Perfil cíclico de desplazamiento para el muro W5 (Elaboración propia).	90
Figura 3.36 (a) Discretización vertical del muro W5 y (b) Modelo de la sección en 3D. (Elaboración propia).	90
Figura 3.37 Curva histeretica, muro W5. (Elaboración propia).	91
Figura 3.38 Calibración de la envolvente de esfuerzo-deformación del muro W6 para las propiedades de (a) Concreto, (b) Barra No.4 y (c) Barra No.2. (Elaboración propia).	92
Figura 3.39 Perfil cíclico de desplazamiento para el muro W6 (Elaboración propia).	92

Figura 3.40 (a) Discretización vertical del muro W6 y (b) Modelo de la sección en 3D. (Elaboración propia).	92
Figura 3.41 Curva histeretica, muro W6. (Elaboración propia).	93
Figura 3.42 Calibración de la envolvente de esfuerzo-deformación del muro W7 para las propiedades de (a) Concreto, (b) Barra No.4 y (c) Barra No.2. (Elaboración propia).	94
Figura 3.43 Perfil cíclico de desplazamiento para el muro W7 (Elaboración propia).	94
Figura 3.44 (a) Discretización vertical del muro W6 y (b) Modelo de la sección en 3D. (Elaboración propia).	95
Figura 3.45 Curva histeretica, muro W7. (Elaboración propia).	95
Figura 3.46 Relación de capacidad de rotación para muro experimental y analítico.	96
Figura 3.47 Curvas histereticas de muros experimentales y valores de los estados límites de la ASCE 41-17.	98
Figura 4.1 Resumen esquemático de la metodología para determinar las ecuaciones de los estados límites de muros delgados colombianos. (Elaboración propia).	100
Figura 4.2 Vista en planta típica de los edificios de estudio.	101
Figura 4.3 Modelo estructural en 3D para (a) 5 pisos, (b) 10 pisos y (c) 15 pisos.	103
Figura 4.4 Espectro de elástico basado en el código y espectro reducido para diseño.	104
Figura 4.5 Demanda de deriva por piso en ambas direcciones, se presenta el límite del código.	104
Figura 4.6 Curva esfuerzo-deformación medida para mallas con diámetro: (a) 4 mm , (b) 5 mm y (c) 6 mm. (Julian Carrillo et al., 2019)	106
Figura 4.7 Curva esfuerzo-deformación medida para barras No.4 de acero dúctil (Julian Carrillo et al., 2021).	107
Figura 4.8 Envolvente de esfuerzo-deformación en Perform-3D del (a) concreto y (b) acero (Elaboración propia).	107
Figura 4.9 Modelo no lineal en Perform-3D edificio de 15 pisos vista (a) 3D, (b) Lateral y (c) Planta.	108
Figura 4.10 (a) Distribución de fuerzas pushover (b) Deformada de los muros (Elaboración propia).	109
Figura 4.11 Resultado análisis estático no lineal modelo de (a) 5 pisos, (b) 10 pisos y (c) 15 pisos.	110

Figura 5.1 Curvas de capacidad con indicadores de estados límites de la ASCE 41-17 (Elaboración propia).....	112
Figura 5.2 Curva de capacidad para muro W01, (a) X positivo, tracción de la aleta larga, (b) X negativo, compresión de la aleta larga, (c) Y positivo/negativo y (d) Sección del muro.	113
Figura 5.3 Curva de capacidad para muro W02, (a) X positivo/negativo y (b) Sección del muro.	114
Figura 5.4 Respuesta de muro en “T” en términos de curvatura y desplazamiento con diferentes puntos de integración para modelos (a) Elásticos perfectamente plásticos y (b) con ablandamiento por deformación (Coleman et al. 2001).....	115
Figura 5.5 Respuesta de muro en “T” en términos de (a) Deriva de primer piso, SDR_{1st} y (b) Rotación de la rótula plástica.	116
Figura 5.6 Respuesta de muro rectangular en términos de (a) Deriva de primer piso, SDR_{1st} y (b) Rotación de la rótula plástica.	116
Figura 5.7 Respuesta de muro en “T” para discretización en (a) 3tw y (b) 6tw.	117
Figura 5.8 Respuesta de muro rectangular para discretización en (a) 3tw y (b) 6tw.....	117
Figura 5.9 Relación entre la deriva de primer piso y la deriva de cubierta para los modelos de (a) 5 pisos, (b) 10 pisos y (c) 15 pisos. (Elaboración propia).....	118
Figura 5.10 Pushover en términos de deriva de cubierta y deriva de entre piso para los modelos de (a) 5 pisos, (b) 10 pisos y (c) 15 pisos.	119
Figura 5.11 Modelos de curva de esfuerzo-deformación de los materiales, (a) Concreto confinado, (b) Malla electrosoldada y (c) Acero dúctil barra No.4.	120
Figura 5.12 Curva de capacidad para muro W01 con los niveles de los estados límites IO y CP definidos, (a) X positivo, tracción de la aleta larga, (b) X negativo, compresión de la aleta larga, (c) Y positivo/negativo y (d) Sección del muro.....	121
Figura 5.13 Curva de capacidad para muro W02 con los niveles de los estados límites IO y CP definidos, (a) X positivo/negativo y (b) Sección del muro.....	121
Figura 5.14 Geometría de los muros y dirección de análisis.	123
Figura 5.15 Capacidad de deriva de primer piso (CP) versus relación longitud sobre espesor, para la base de datos analítico/experimental.....	126

Figura 5.16 Capacidad de deriva de primer piso (IO) versus relación longitud sobre espesor, para la base de datos analítico/experimental.....	127
Figura 5.17 Capacidad de deriva de primer piso (CP) versus relación longitud sobre espesor, para muros rectangulares. (Elaboración propia).	128
Figura 5.18 Capacidad de deriva de primer piso (CP) versus relación longitud sobre espesor, para muros en forma de T sometidos (a) Compresión en la aleta y (b) Tracción en la aleta, con $ALR \leq 7.0\%$. (Elaboración propia).	128
Figura 5.19 Capacidad de deriva de primer piso (CP) versus relación longitud sobre espesor, para muros en forma de T sometidos (a) Compresión y (b) Tracción, con $ALR > 7.0\%$. (Elaboración propia).	129
Figura 5.20 Capacidad de deriva de primer piso (IO) versus relación longitud sobre espesor, para muros rectangulares. (Elaboración propia).	130
Figura 5.21 Capacidad de deriva de primer piso (IO) versus relación longitud sobre espesor, para muros en forma de T sometidos (a) Compresión y (b) Tracción, con $ALR \leq 7.0\%$. (Elaboración propia).	130
Figura 5.22 Capacidad de deriva de primer piso (IO) versus relación longitud sobre espesor, para muros en forma de T sometidos (a) Compresión y (b) Tracción, con $ALR > 7.0\%$. (Elaboración propia).	131

Lista de Tablas

Tabla 1 Niveles de desempeño y descripción de estados de daños. (SEAOC, 1995).....	23
Tabla 2 Combinación de niveles de desempeño sísmico estructurales y no estructurales (ATC, 1996; FEMA, 1997; ASCE,2017b).....	24
Tabla 3 Niveles de amenaza sísmica de acuerdo a SEAOC (1995).	25
Tabla 4 Niveles de amenaza sísmica de acuerdo a ATC (1996).....	26
Tabla 5 Niveles de amenaza sísmica según ASCE (2014, 2016).	26
Tabla 6 Objetivo de desempeño para nuevas construcciones de acuerdo a (ASCE, 2017b).....	29
Tabla 7 Deformaciones limites en función de nivel de desempeño (SEAOC, 1995).....	30
Tabla 8 Deformaciones límites en función de nivel de desempeño (ATC, 1996).....	30
Tabla 9 Criterios de aceptación numéricos para rotación de rotula plástica en muros de concreto reforzado controlados por flexión (ATC, 1996).	31
Tabla 10 Criterios de aceptación numéricos para rotación de rotula plástica en muros de concreto reforzado controlados por flexión (ASCE, 2017b).	32
Tabla 11 Valores propuestos de disipación de energía en el concreto cíclico. (L. N. Lowes et al., 2016).	56
Tabla 12 Relación entre respuesta analítica y experimental.	82
Tabla 13 Cuantías de refuerzo y tipo de refuerzo. (CEER, 2018).	85
Tabla 14 Propiedades del concreto. (CEER, 2018).	86
Tabla 15 Resumen de los valores de criterios de aceptación obtenidos por medio de ASCE 41-17.	97
Tabla 16 Características geométricas de los edificios del caso de estudio.	102
Tabla 17 Periodo fundamental y cortante en la base para los edificios de estudio.....	103
Tabla 18 Parámetros para envolvente del concreto de acuerdo con Lowes et al., (2016)	106
Tabla 19 Modelo no lineal periodos de vibración.	109
Tabla 20 Deriva de cubierta para diferentes porcentajes de carga máxima.....	110
Tabla 21 Comparación de los niveles de deformación para longitud de rotula de 3tw y 6tw.	117
Tabla 22 Base de datos de los muros analíticos.....	123
Tabla 23 Valores de los coeficientes del ajuste para la ecuación de CPSDR	130
Tabla 24 Valores de los coeficientes del ajuste para la ecuación de IOSDR	131

Introducción

En Colombia, la construcción de edificios de concreto con muros delgados es común, por su rapidez y economía en la construcción, sin embargo, aún falta por comprender mejor su comportamiento esperado ante sollicitaciones sísmica de gran intensidad. Esto requiere el planteamiento de nuevos criterios de análisis y diseño sísmico, que tienen como objetivo reducir la vulnerabilidad a través del control del daño estructural esperado durante los movimientos sísmicos de diseño. Una alternativa para ellos es el diseño basado en desempeño, en el cual se puede evaluar la máxima demanda de desplazamiento lateral de una estructura y compararla con umbrales de desplazamientos asociados a diferentes estados límites.

Dado que el diseño basado en desempeño suele implicar demandas inelásticas, requiere de procedimientos estáticos y dinámicos no lineales que permitan dimensionar el comportamiento inelástico real y los modos de falla de las estructuras, lo que resuelve incertidumbres asociadas a los procedimientos elásticos convencionales y conduce a soluciones más fiables.

Al contrastar la poca evidencia experimental colombiana, con los documentos y normativas internacionales que definen el diseño sísmico basado en desempeño de muros de concretos, se concluye que estos tienden a sobre estimar los criterios de aceptación para la evaluación por desempeño de los muros delgados en Colombia. Por lo tanto, en este estudio se presenta el desarrollo de una metodología para estimar criterios de aceptación para la evaluación basada en desempeño de muros delgados de concreto reforzado. En total se analizaron tres edificaciones, de 5, 10 y 15 pisos, con las características típicas de la construcción de muros delgados en el país. El edificio de 5 pisos tiene una altura total de 12.5 m y espesor de muros de 100 mm, el edificio de 10 pisos tiene una altura de 25 m y espesor de muros de 120 mm, y el edificio de 15 pisos tiene una altura de 37.5 m y espesor de muros de 150 mm, todos, sin elementos de borde confinados. El refuerzo simulado para los muros consta de mallas electrosoldadas de acero de baja ductilidad como refuerzo del alma, con o sin barras dúctiles en los extremos, como es típico de la práctica colombiana. Para los análisis se utilizó un modelo matemático que representa la geometría tridimensional del edificio junto con la sección transversal y refuerzo de los muros. Los muros se modelan con elementos macroscópicos, utilizando el programa computacional Perform-3D (Computers and Structures Inc, 2018a).

Alcance

Esta investigación desarrolla una metodología híbrida (analítica-experimental) para determinar criterios de aceptación para la evaluación basada en desempeño de muros delgados de concreto reforzado. A partir de esto, se proponen expresiones matemáticas para estimar los criterios de aceptación numérico de los estados límites de Ocupación Inmediata (IO) y Prevención al Colapso (CP), en función de la longitud de los muros, su geometría, y nivel de carga axial. De igual forma, se validan los resultados analíticos con los ensayos experimentales de especímenes de muro en la literatura y en Colombia.

Objetivos

El objetivo general de esta investigación es desarrollar una metodología híbrida (analítica-experimental) para determinar criterios de aceptación para la evaluación basada en desempeño de muros delgados de concreto reforzado.

Para esto se llevarán a cabo los siguientes objetivos específicos:

- (i) realizar una revisión de la literatura sobre el desarrollo de la metodología PBSB;
- (ii) validar la capacidad de modelación de muros delgados en Perform-3D con ensayos experimentales;
- (iii) realizar un análisis de plastificación progresiva para los edificios en estudio;
- (iv) evaluar la capacidad de los muros estructurales usados en los edificios en estudio;
- (v) estimar expresiones matemáticas para determinar los estados límites de Ocupación inmediata y Prevención al Colapso para los muros delgados, basados en el daño simulado en sus materiales constitutivos.

Organización

El trabajo consta de seis capítulos que describen la metodología para el desarrollo de criterios de aceptación numérico para evaluación basada en desempeño de muros delgados de concreto reforzado.

Capítulo 1: presenta una recopilación de la información sobre el estado actual del conocimiento. En primer lugar, se indican los principales autores de la evaluación basada en desempeño y los documentos que se han desarrollado con el pasar de los años. Además, se provee información acerca de investigaciones realizadas de evaluación basada en desempeño en Latinoamérica.

Capítulo 2: expone la teoría de los componentes y elementos que se usan en el software computacional para la ejecución de modelos numéricos, teniendo en cuenta el comportamiento del concreto y acero. Se explican los diferentes tipos de modelos que pueden representar las propiedades de los materiales mencionadas con anterioridad. Por último, se presenta el procedimiento de análisis estático no lineal para la evaluación del comportamiento sísmico de edificios.

Capítulo 3: presenta la comparación de la respuesta entre modelos analíticos realizados en Perform-3D con ensayos experimentales de muros de concreto reforzado, para la calibración y aceptación del software empleado. Para cada muro simulado, se realiza una breve descripción de la geometría, propiedades y respuesta global.

Capítulo 4: presenta una primera parte del desarrollo de la metodología analítica-experimental, donde muestra la base de datos obtenida del diseño de los muros de los edificios de estudio, las propiedades de los materiales que se utilizaron en los modelos, la respuesta no lineal de los edificios, la capacidad de los muros de la base de datos analítica en términos de deriva de entre piso y la estimación de las ecuaciones para los criterios de aceptación.

Capítulo 5: presenta la parte final del desarrollo de la metodología analítica-experimental, donde se determina la capacidad de los muros de la base de datos analítica en términos de deriva de entre piso y se estiman expresiones para los criterios de aceptación de muros delgados.

Finalmente, **Capítulo 6** resume y concluye la investigación, y proporciona recomendaciones para estudios futuros.

Capítulo 1 – Estado del arte

En este capítulo, se presenta el desarrollo de la metodología para el Diseño Sísmico Basado en Desempeño (PBED) a partir de los documentos y códigos que indican los procedimientos para la evaluación por desempeño sísmico.

1.1 Diseño sísmico basado en desplazamiento

El diseño sísmico basado en desplazamiento (DBSD, por sus siglas en inglés) es una metodología que proporciona la posibilidad de diseñar edificios con un comportamiento predecible y confiable bajo la acción de un evento sísmico, por medio de objetivos de desempeño. A continuación, se enuncian investigaciones realizadas anteriormente que tienen como fin obtener una respuesta del comportamiento de estructuras en términos de desplazamiento.

Sozen (1981) a partir de ensayos realizados a diferentes sistemas estructurales, reconoció que la deriva de entrepiso está relacionada directamente con el daño estructural y no estructural, además concluyó que el control de la deriva debía ser el centro de los métodos de diseño para edificios de varios pisos en lugar de ser presentado como una simple comprobación del diseño completo.

J. P. Moehle (1992) presentó algunas ideas fundamentales para el diseño y evaluación de la resistencia ante terremotos usando directamente los desplazamientos estructurales, de modo que los desplazamientos pueden ser usados como una ayuda para seleccionar el sistema estructural.

Priestley (1993) señala que las prácticas de análisis y diseño sísmico basado en resistencia y ductilidad no siempre eran apropiadas, por lo que propuso que el enfoque de diseño fuese basado en el desplazamiento de las estructuras.

J. P. Moehle (1996) indicó que el diseño basado en desplazamiento es una herramienta que logra medir el desempeño de una estructura en sitios propensos a terremotos. De igual modo, según Ghobarah (2001) el término de diseño basado en desempeño y diseño basado en desplazamiento pueden verse como términos correlacionados, se basa en la idea que los objetivos de desempeño pueden estar relacionados con el nivel de daño de una estructura, que a su vez puede estar relacionado con los desplazamientos y deriva. Sin embargo, aunque los desplazamientos sean el

punto central del proceso de diseño, se tienen que considerar otros aspectos como el modo de falla de los elementos, la distribución de daño, entre otros.

1.2 Diseño sísmico basado en desempeño

Los métodos convencionales de diseño sísmico se basan en prevenir el daño de los elementos estructurales y no estructurales de los edificios, a través de límites de resistencia y esfuerzo definidos en los códigos de diseño. Sin embargo, aunque la estructura es concebida, diseñada y detallada bajo un sismo de diseño específico, existe una incertidumbre respecto al comportamiento de las estructuras luego de un evento sísmico de baja, media o alta intensidad. Por esta razón, se introduce el término de diseño sísmico basado en desempeño (PBED, por sus siglas en inglés), la cual es una metodología que proporciona la posibilidad de diseñar edificios con un comportamiento predecible y confiable bajo la acción de un evento sísmico, por medio de la definición y evaluación objetivos de desempeño.

Después de los sismos de Northridge en 1994 y Kobe 1995, la comunidad de ingenieros estructurales cuantificó el nivel de daño de las estructuras, las pérdidas económicas debido a los tiempos de inactividad, y costos de reparación, considerándolos altos para estructuras que cumplieran con los códigos de construcción disponibles basados en la filosofía de diseño tradicional. Esto generó un interés especial, y la necesidad de desarrollar procedimientos mejorados y nuevos requisitos de códigos de construcción centrados en un enfoque sísmico más formal basado en el desempeño estructural, con el fin de verificar el cumplimiento de objetivos comportamiento para niveles específicos de amenaza sísmica. Lo anterior, con el fin de obtener una visión más realista de la respuesta estructural esperada. Es decir, no basta con solo diseñar una estructura, sino que también es importante verificar su desempeño.

Entonces, a partir de los años 90 se desarrolló una serie de documentos que presentan metodologías y enfoques de ingeniería sísmica basada en desempeño, denominados como documentos de la primera generación, entre ellos SEAOC (1995), ATC (1996), FEMA (1997) y FEMA (2000). Estos documentos elaboraron procedimientos para evaluar diferentes niveles de estados límites como objetivos de desempeño. Por ejemplo, en 1995, la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) elaboró un documento conocido como Visión 2000, el cual presenta un marco de procedimientos para el diseño de estructuras de desempeño sísmico deseados a diferentes objetivos de desempeño. Este documento se considera la raíz del PBSD, el cual

presenta los conceptos relacionados con el desempeño de los componentes estructurales y no estructurales, y además describe cinco niveles de desempeño en términos de límites específicos de deriva transitoria y permanente.

Más tarde, en 1996 el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) presenta el documento Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Edificios de Concreto ATC-40, el cual provee una guía práctica para el proceso de evaluación y rehabilitación de estructura utilizando objetivos basado en desempeño. El documento es limitado a estructuras en concreto, presentando el uso del Método del Espectro de Capacidad (CSM), el cual consiste en determinar el espectro de capacidad de la estructura a partir de su curva de fuerza-desplazamiento generada mediante un análisis estático no lineal (pushover), y la determinación de la demanda sísmica mediante espectros elásticos para diferentes eventos sísmicos que tienen probabilidades específicas de ocurrencia, los cuales están relacionados con posibles estados de daño. Por lo tanto, el punto de desempeño es definido como el punto de intersección entre la curva de capacidad y la demanda del espectro. El CSM requiere que ambas curvas de capacidad y demanda sean representadas en ordenadas espectrales, de modo que se convierten las fuerzas y desplazamientos en aceleraciones y desplazamientos espectrales usando un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF).

En 1997, la Agencia Federal de Gestión de Emergencias (FEMA) presenta el documento FEMA-273, el cual provee diferentes objetivos de desempeño asociados a los movimientos probabilísticos del terreno y además considera varios métodos de análisis desde el estático lineal hasta el análisis dinámico no lineal, con el fin de obtener la respuesta estructural en términos de desempeño en múltiples niveles. El reporte define los niveles de desempeño para los elementos estructurales y no estructurales resistentes a carga lateral, evaluados por medio de límites de deriva.

Estos documentos marcaron el inicio del concepto de niveles de desempeño relacionado al daño debido a eventos sísmicos, presentando diferentes metodologías y procedimientos para la evaluación por desempeño de las estructuras.

Seguidamente, la FEMA junto con la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) en el año 2000, presentan el documento FEMA-356 el cual tenía como objetivo fomentar la aplicación de las directrices del reporte FEMA-273 para la Rehabilitación Sísmica de Edificios, convirtiéndolo en un lenguaje obligatorio. Por tal motivo, los ingenieros diseñadores y profesionales de la construcción tendrían un documento de referencia más específico para hacer

los edificios más resistentes ante eventos sísmicos. El documento fue presentado como una actualización en forma de una norma de diseño preliminar de la FEMA-273, adoptando las diferentes metodologías y procedimientos propuestos por el FEMA en diferentes reportes relacionados a la primera generación de la evaluación basada en desempeño, teniendo como resultado un documento más completo con técnicas de análisis avanzadas y criterios de aceptación específicos.

En el año 2005, se publica el documento Mejora de los Procedimientos de Análisis Sísmico Estático No Lineal FEMA 440, cuyo objetivo fue la evaluación y mejora de los procedimientos estáticos no lineales (NSP, por sus siglas en inglés), contenidos en el FEMA-356 y en el ATC-40, con el fin de presentar un enfoque detallado de cada método. Posteriormente, la ASCE presenta el reporte técnico Rehabilitación Sísmica de edificios existentes ASCE 41-06 (ASCE, 2007), documento que fue elaborado a partir del FEMA-356 que proporcionó una generación mejorada de la metodología de rehabilitación sísmica basada en desempeño, mediante la selección de objetivos de rehabilitación y niveles de amenaza. El principal objetivo de esta norma es seleccionar objetivos de rehabilitación, por medio de una evaluación sísmica empleando procedimientos de análisis que permitan estimar la demanda sísmica en las estructuras. En el 2014, se realizó una actualización de la norma, presentando el documento Evaluación Sísmica y Rehabilitación de Edificios Existentes ASCE 41-13 (ASCE, 2014), adoptando técnicas avanzadas de modelación y presentando criterios de aceptación más desarrollados aplicables a cualquier edificación. Finalmente, en el año 2017 se publica el ASCE 41-17 (ASCE, 2017b), que define el estado actual del diseño sísmico basado en desempeño, en concordancia con el estándar ASCE 7-16 (ASCE, 2017a).

1.3 Niveles de desempeño

Un nivel de desempeño se define como un estado o condición límite de daño representado por un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento sísmico (ATC, 1996). Las condiciones límites están descritas por:

1. El daño físico de los componentes estructurales y no estructurales del edificio.
2. La amenaza de la seguridad de la vida de los ocupantes debido al daño.
3. La funcionalidad de las instalaciones del edificio posterior al movimiento sísmico.

Las normativas para la evaluación del desempeño sísmico establecen diferentes niveles de desempeño para elementos estructurales y no estructurales. A continuación, se definirán los niveles de desempeño esperados y los rangos en los cuales estos se pueden encontrar establecidos por el SEAOC, ATC-40, FEMA 273/356 y ASCE 41-17.

1.3.1 Nivel de desempeño propuesto por Vision 2000

En el informe Vision 2000, la SEAOC (1995) definió cuatro niveles de desempeño general que incluyen consideraciones tanto estructurales como no estructurales, en términos cualitativos de aceptación pública y en términos técnicos de ingeniería para la evaluación y diseño de los edificios existentes y nuevos. La **Tabla 1** muestra una descripción de los niveles de desempeño para Visión 2000.

Tabla 1 Niveles de desempeño y descripción de estados de daños. (SEAOC, 1995)

Nivel de desempeño	Estado de daño	Descripción
Totalmente Operacional	Despreciable	Daños estructurales y no estructurales insignificantes. El edificio permanece completamente seguro para sus ocupantes. Todas las instalaciones y servicios del edificio siguen siendo funcionales y disponibles para su uso. En general, no se requieren reparaciones.
Operacional	Leve	El daño estructural es leve y los elementos no estructurales presentan daño moderado. El edificio permanece seguro para sus ocupantes. La mayoría de los servicios y funciones se reanudan de inmediato. Se requieren algunas reparaciones.
Seguridad de Vida	Moderado	Los daños estructurales y no estructurales son moderados. La estructura exhibe una disminución en su resistencia lateral y rigidez; sin embargo, permanece estable y funcional. La seguridad de la vida está protegida y el edificio puede ser evacuado después del sismo. La reparación es posible.
Cerca del Colapso	Severo	El daño estructural es severo y los elementos no estructurales fallan; sin embargo, se evita el colapso. La seguridad de los ocupantes es un riesgo. Probablemente la reparación no sea práctica, por lo que puede ser más factible demoler el edificio.
Colapso	Completo	Colapso estructural. La reparación no es posible.

1.3.2 Nivel de desempeño propuestos por la generación presente de PBSO

ATC 40 (1996) Y FEMA (1997, 2000) definieron un conjunto de niveles de desempeño estructural y no estructural que son muy similares en terminología y conceptos entre sí, más adelante ASCE

(2007, 2014, 2017b) mejoro estos niveles de desempeño propuestos. Los niveles de desempeño estructural y no estructural se definen de forma independiente, sin embargo, la combinación de los dos determina el nivel de desempeño global del edificio. El nivel de desempeño estructural se identifica con la abreviatura SP-n (En inglés, “Structrural Performance” y la “n” es un numero designado) y el nivel de desempeño de no estructural NP-n (En inglés, “Non-Structrural Performance” y la “n” es una letra designada).

Se define tres niveles o estados de daño: Ocupación Inmediata, Seguridad de la Vida y Estabilidad Estructural. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Así mismo, se establecen otros tres rangos: Daño Controlado, Seguridad Limitada y No Considerado. Estos rangos son agregados con el fin de permitir una referencia amplia de los niveles de rendimiento. La descripción de estos niveles es conceptualmente similar a la propuesta en el informe de Vision 2000, lo que permite agrupar todos estos niveles en un mismo concepto en los diferentes documentos.

La combinación entre los niveles de desempeño estructurales y no estructurales generan un nivel de desempeño del edificio que describe completamente el límite de daño; estas combinaciones representan el comportamiento global de la estructura. En la **Tabla 2** se muestra los niveles de desempeño para el edificio general.

Tabla 2 Combinación de niveles de desempeño sísmico estructurales y no estructurales (ATC, 1996; FEMA, 1997; ASCE,2017b)

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	Ocupación Inmediata (S-1)	Rango de Control de Daños (S-2)	Seguridad de Vida (S-3)	Rango de Seguridad Limitado (S-4)	Prevención de Colapso (S-5)	No Considerado (S-6)
Operacional (N-A)	Operacional (1-A)	2-A	No Recomendado	No Recomendado	No Recomendado	No Recomendado
Ocupación Inmediata (N-B)	Ocupación Inmediata (1-B)	2-B	3-B	No Recomendado	No Recomendado	No Recomendado
Seguridad de Vida (N-C)	1-C	2-C	Seguridad de Vida (3-C)	4-C	5-C	6-C
Amenazas Reducidas (N-D)	No Recomendado	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
No Considerado (N-E)	No Recomendado	No Recomendado	No Recomendado	4-E	Prevención de Colapso (5-E)	Sin evaluación o rehabilitación

1.4 Niveles de amenaza sísmica

Los niveles de amenaza sísmica son expresados en términos de intervalo de recurrencia o una probabilidad de excedencia. La probabilidad de excedencia es una representación estadística de la posibilidad de que los efectos de un evento sísmico excedan una determinada medida de intensidad en el sitio de interés (SEAOC, 1995). De este modo, el intervalo de recurrencia es relacionado directamente a la probabilidad de excedencia para un período de retorno específico.

1.4.1 Niveles de amenaza sísmica propuesta por Vision 2000

El documento Vision 2000, propone cuatro niveles de amenaza sísmica en términos de probabilidad de excedencia, definidos como Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro, los cuales son empleados en la ingeniería basada en desempeño para analizar las estructuras considerando los posibles eventos sísmicos que pueden ocurrir durante su tiempo de vida útil. La **Tabla 3** muestra los niveles de amenaza sísmica con su respectivo periodo de retorno y probabilidad de excedencia.

Tabla 3 Niveles de amenaza sísmica de acuerdo a SEAOC (1995).

Nivel de Sismo	Periodo de Retorno	Probabilidad de Ocurrencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	975 años	5% en 50 años

1.4.2 Niveles de amenaza sísmica propuesta por ATC-40

La ATC-40 presenta tres niveles de amenaza sísmica que son usados para definir el movimiento del terreno: Sismo de Servicio (SE), es definido como el sismo que tiene una probabilidad de 50% de ser excedido en un periodo de 50 años, este nivel de amenaza generalmente es 0.5 veces el nivel del Sismo de Diseño y representa un evento sísmico que probablemente podría ocurrir durante la vida del edificio. El Sismo de Diseño (DBE), es definido como el sismo que tiene una probabilidad de 10% de ser excedido en un periodo de 50 años, tiene un periodo de retorno de aproximadamente 500 años. Por último, el Sismo Máximo (ME), está definido como el sismo que tiene una probabilidad de excedencia de 5% en periodo de 50 años, este nivel corresponde aproximadamente 1.5 veces el nivel del Sismo de Diseño. En la **Tabla 4** se presenta la información resumida con los periodos de retorno y su probabilidad de ocurrencia.

Tabla 4 Niveles de amenaza sísmica de acuerdo a ATC (1996).

Nivel de Sismo	Periodo de Retorno	Probabilidad de Ocurrencia
Sismo de servicio (SE)	72 años	50% en 50 años
Sismo de diseño (DBE)	475 años	10% en 50 años
Sismo Máximo (ME)	975 años	5% en 50 años

1.4.3 Niveles de amenaza sísmica propuesto por ASCE 41-17

La normativa ASCE 41-17 define los niveles de amenaza sísmica como los espectros de respuesta a la aceleración del suelo determinado sobre una base probabilística o determinística. A continuación, se indican los diferentes niveles de amenaza:

- **BSE-2N**: Este nivel equivale a el máximo sismo considerado (MCE), que es igual a 1.5 veces el sismo de diseño. Es un sismo con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años. Se determina a partir de la sección 11.4 del código ASCE 7-16.
- **BSE-1N**: Este nivel corresponde a 2/3 del BSE-2N. Representa al sismo de diseño definido en el ASCE 7-16. Es un sismo con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años.
- **BSE-2E**: Sismo con una probabilidad de excedencia de 5% en 50 años, no necesita ser mayor que el sismo BSE-2N.
- **BSE-1E**: Sismo con una probabilidad de excedencia de 20% en 50 años, no necesita ser mayor que el sismo BSE-1N.

La **Tabla 5** presenta los diferentes niveles de amenaza sísmica con sus periodos de retorno y probabilidad de ocurrencia.

Tabla 5 Niveles de amenaza sísmica según ASCE (2014, 2016).

Nivel de Sismo	Periodo de Retorno	Probabilidad de Ocurrencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Sismo de seguridad (BSE)	225 años	20% en 50 años
Sismo de diseño (DBE)	475	10% en 50 años
Muy raro	975	5% en 50 años
Sismo máximo considerado (MCE)	2475	2% en 50 años

1.5 Objetivos de desempeño

Para evaluar el desempeño sísmico de una estructura es necesario definir y seleccionar los objetivos de desempeño que van a calibrar el comportamiento de la estructura bajo la acción de un evento sísmico. Cabe resaltar que la selección de los objetivos de desempeño no es la misma para todas las edificaciones porque depende en gran parte del desempeño específico que los dueños del proyecto definan.

En algunos reportes y normativas se han definido varias propuestas de objetivos de desempeño para diferentes criterios de aceptación y categorías de riesgo de las estructuras. Estas propuestas pueden utilizarse como modelo para establecer los objetivos de desempeño de cualquier proyecto de diseño estructural. La primera propuesta de los objetivos de desempeño para evaluar el desempeño sísmico de una estructura fue planteada en el reporte generado por la SEAOC, luego se realizaron otras propuestas que fueron presentadas en recomendaciones según ATC-40, FEMA 356 y ASCE 41-17. Los objetivos de desempeño generalmente van desde el mínimo establecido en los códigos, basados usualmente en el nivel de seguridad de la vida para un evento sísmico raro, a operacional en un sismo muy raro.

1.5.1 Objetivos de desempeño propuestos por Vision 2000

El documento presenta los objetivos mínimos de desempeño del diseño para edificios de tres ocupaciones y usos diferentes, el primer objetivo es para edificios de seguridad crítica, los cuales contienen una cantidad considerable de materiales peligrosos, como toxinas, explosivos y materiales radiactivos. El segundo es el objetivo para edificios esenciales, estos deben seguir en funcionamiento después de un evento sísmico, como hospitales, estaciones de policía, centros de comunicación, entre otros. Por último, el objetivo básico es aplicable a cualquier edificio común o que no entre en el rango de los otros dos objetivos, ver **Figura 1.1**.

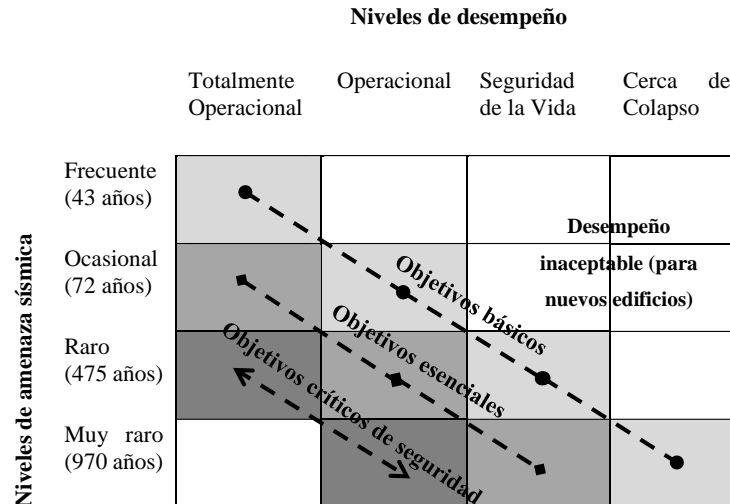


Figura 1.1 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC, 1995).

1.5.2 Objetivos de desempeño propuestos por ATC-40

En la **Figura 1.2**, se presenta un objetivo de desempeño de nivel doble conocido como Objetivo de Desempeño Seguridad Básica, en donde el edificio alcanza dos niveles de desempeño para niveles de amenaza diferentes, el primer nivel de desempeño es Seguridad de la Vida para el sismo de diseño y el segundo el nivel de desempeño Estabilidad Estructural para el sismo máximo. Por lo general, este objetivo de desempeño está relacionado al objetivo de diseño sísmico de códigos convencionales.

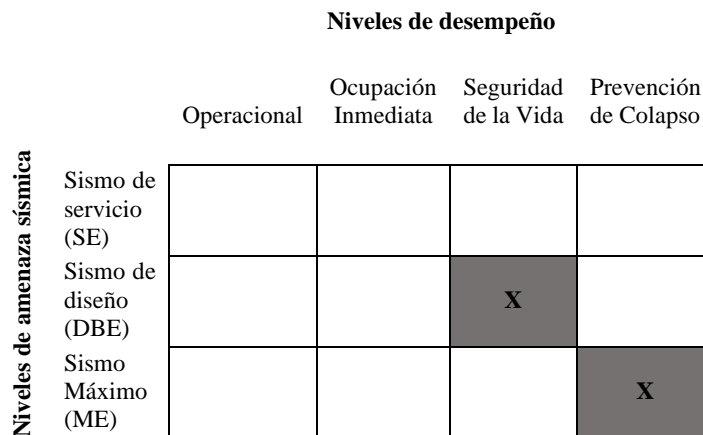


Figura 1.2 Objetivo de Seguridad Básica para estructuras convencionales (ATC, 1996).

1.5.3 Objetivos propuestos por ASCE 41-17

El ASCE 41-17 presenta varias categorías para los objetivos de desempeño y principalmente varían en función de la categoría de riesgo asignada y el estado del edificio (Existente o Nuevo). Estos

objetivos para edificios nuevos siguen las disposiciones de la ASCE 7-16(ASCE, 2017a), la cual indica el procedimiento para el análisis y diseño de nuevas estructuras. La categoría de riesgo está asociada al nivel de peligrosidad sísmica y la funcionalidad de la estructura. El objetivo básico de desempeño equivalente a las nuevas normas de construcción (BPON, por sus siglas en inglés), es un objetivo específico que se utiliza con la evaluación sistemática de nivel 3 o la adaptación que varía con la categoría de riesgo.

La **Tabla 6** presenta los objetivos de desempeño para una edificación nueva en función de la categoría de riesgo y el nivel de amenaza.

Tabla 6 Objetivo de desempeño para nuevas construcciones de acuerdo a (ASCE, 2017b).

Categoría de Riesgo	Nivel de Amenaza Sísmica	
	BSE-1N	BSE-2N
I & II	SP Seguridad de Vida NSP Retención de Posición (3-B)	SP Prevención de Colapso NSP Peligros Reducidos (5-D)
III	SP Control de daño NSP Retención de Posición (2-B)	SP Seguridad Limitada NSP Peligros Reducidos (4-D)
IV	SP Ocupación inmediata NSP Operacional (1-A)	SP Seguridad de Vida NSP Peligros Reducidos (3-D)

1.6 Criterios de aceptación

Para determinar si un edificio cumple con un objetivo de desempeño específico, se debe comparar la respuesta de un análisis no lineal con los estados límites de desempeño apropiados. Los estados límites de respuesta se dividen en dos categorías:

- 1) Criterios de aceptación global: estos límites de respuesta incluyen los requisitos para capacidad de carga vertical, resistencia de carga lateral y desplazamiento lateral, y
- 2) Criterios de aceptación de elementos y componentes: para cada elemento (viga, columna, muro, etc.) se comprueba si sus componentes responden dentro de los límites de aceptabilidad.

A continuación, se presenta los diferentes criterios de aceptación global del edificio y de los elementos por cada uno de los documentos y normas de evaluación basada en desempeño. Para el límite de desplazamiento lateral global, el criterio más aceptado que se utiliza es el de deriva de

entrepiso, la ventaja de este parámetro es que es fácil de medir durante el análisis y es el más utilizado en la literatura para la determinación de los estados límites.

1.6.1 Criterios de aceptación propuesto por Vision 2000

En la **Tabla 7**, se establecen derivas límite para los niveles de desempeño presentados en el documento Vision 2000 (SEAOC, 1995). Estos límites se presentan en términos de deriva de piso y están asociadas a el desempeño global del edificio.

Tabla 7 Deformaciones limites en función de nivel de desempeño (SEAOC, 1995).

Deriva	Niveles de Desempeño				
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de vida	Prevención de colapso	Colapso
Permisible	< 0.002	< 0.005	< 0.015	< 0.025	> 0.025
Permanente	Despreciable	Despreciable	< 0.005	< 0.025	> 0.025

1.6.2 Criterios de aceptación propuesto por ATC-40

La ATC (1996) plantea los límites de deformación para la estructura global para varios niveles de desempeño, como se observa en la **Tabla 8**. La deriva máxima total se define como la deriva de entre piso en el punto de desempeño. Mientras que, la deriva inelástica máxima se define como la porción de la deriva total máxima más allá del punto de fluencia efectivo.

Tabla 8 Deformaciones límites en función de nivel de desempeño (ATC, 1996).

Límite de deriva de entrepiso	Nivel de desempeño			
	Ocupación inmediata	Control de daño	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Máxima deriva total	0.01	0.01 - 0.02	0.02	0.33 V_i / P_i
Máxima deriva inelástica	0.005	0.005 - 0.015	No limite	No limite

Por otro lado, para cada elemento se debe verificar si ese componente individual satisface los criterios de aceptación bajo las fuerzas y deformaciones del punto de desempeño, los elementos que resisten una carga lateral significativa son considerados como elementos primarios. Para cada tipo de elemento existen criterios de aceptación, en esta investigación se analizan los criterios de aceptación para muros de concreto reforzado sometidos a flexión.

Los criterios de aceptación de los muros están expresados en términos de rotación de la rótula plástica y se presentan en la **Tabla 9**.

Tabla 9 Criterios de aceptación numéricos para rotación de rótula plástica en muros de concreto reforzado controlados por flexión (ATC, 1996).

Component Type			Performance Level ⁴				
			Primary			Secondary	
			IO	LS	SS	LS	SS
1. Walls and wall segments controlled by flexure							
$\frac{(A_t - A_c)f_y + P}{l_w f_c}$ 1	$\frac{V}{l_w f_c}$ 2	Boundary Element ³					
≤ 0.1	≤ 3	C	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	C	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 3	C	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	C	0.001	0.003	0.005	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 3	NC	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	NC	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 3	NC	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	NC	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004

1. A_t = the cross-sectional area of longitudinal reinforcement in tension, A_c = the cross-sectional area of longitudinal reinforcement in compression, f_y = yield stress of longitudinal reinforcement, P = axial force acting on the wall considering design load combinations, l_w = wall web thickness, l_w = wall length, and f_c = concrete compressive strength.
2. V = the design shear force acting on the wall, and other variables are as defined above.
3. The term "C" indicates the boundary reinforcement effectively satisfies requirements of ACI 318. The term "NC" indicates the boundary requirements do not satisfy requirements of ACI 318.
4. Linear interpolation between values listed in the table is permitted.
IO = Immediate Occupancy
LS = Life Safety
SS = Structural Stability
5. For lightweight concrete, use 75 percent of tabulated values (see Section 9.5.2.2).

1.6.3 Criterios de aceptación propuesto por ASCE 41-17

De igual modo, ASCE 41-17 presenta criterios de aceptación numéricos para los elementos o componentes individuales en los edificios. Para los muros de concreto reforzado sometidos a flexión es importante anotar que, en el modelo analítico empleado, la longitud de la rótula plástica asumida por la normativa es igual a 0.5 veces la profundidad a flexión del elemento, pero menos de una altura de piso. En la **Tabla 10** se indican los valores de criterios de aceptación y, a su vez se observan los valores de modelación que pueden ser utilizados para definir la envolvente generalizada de esfuerzo-deformación de los muros en términos de deformación (asociados a flexión) y rata-deformación (asociada a cortante).

Tabla 10 Criterios de aceptación numéricos para rotación de rotula plástica en muros de concreto reforzado controlados por flexión (ASCE, 2017b).

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation ^a (radians)		
	a	b		Performance Level		
			c	IO	LS	CP
i. Structural walls and wall segments						
$(A_s - A'_s)f_{yE} + P$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$	Confined Boundary ^b				
≤ 0.1	≤ 4	Yes	0.015	0.005	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.010	0.004	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 4	Yes	0.009	0.003	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.0015	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 4	No	0.008	0.002	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.002	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 4	No	0.003	0.001	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.001	0.002	0.004
ii. Structural wall coupling beams ^c						
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ^d	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$		d	e	c	
Nonprestressed longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3		0.025	0.050	0.75	0.010
Nonprestressed longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≥ 6		0.020	0.040	0.50	0.005
Nonprestressed longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3		0.020	0.035	0.50	0.006
Nonprestressed longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≥ 6		0.010	0.025	0.25	0.005
Diagonal reinforcement	NA		0.030	0.050	0.80	0.006

^a Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

^b A boundary element shall be considered confined where transverse reinforcement exceeds 75% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed $8d_b$. It shall be permitted to take modeling parameters and acceptance criteria as 80% of confined values where boundary elements have at least 50% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed $8d_b$. Otherwise, boundary elements shall be considered not confined.

^c For coupling beams spanning 8 ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.

1.7 Evaluación de estructuras por desempeño en Latinoamérica

A continuación, se presentan algunos estudios de evaluación basada en desempeño que se han realizado en México, Perú y Chile en los últimos años para estructuras con sistema estructural de muros delgados de concreto reforzado.

Gonzales Fernandez (2010) realizó un estudio numérico de la vulnerabilidad sísmica a siete edificios de muros delgados en Perú en zona de amenaza sísmica alta. El estudio consistió en realizar análisis estáticos y dinámicos no lineales por medio de modelo de fibras utilizando el software Perform-3D. Los estados límites de daño fueron definidos a partir de los resultados experimentales de muros de concreto reforzado disponibles en Perú. Los edificios analizados presentan las siguientes características: sistema estructural de muros delgados de concreto reforzado continuos en toda la altura, los muros tienen un espesor de 10 cm y tienen una altura que varía entre los 10 y 13.75 metros (correspondiente a una estructura con cinco pisos), las losas tienen un espesor de 12 cm, la densidad de muros promedio en ambas direcciones varía entre 2 y 5%. En la Figura 1.3 se observa la configuración geométrica de algunos de los edificios.

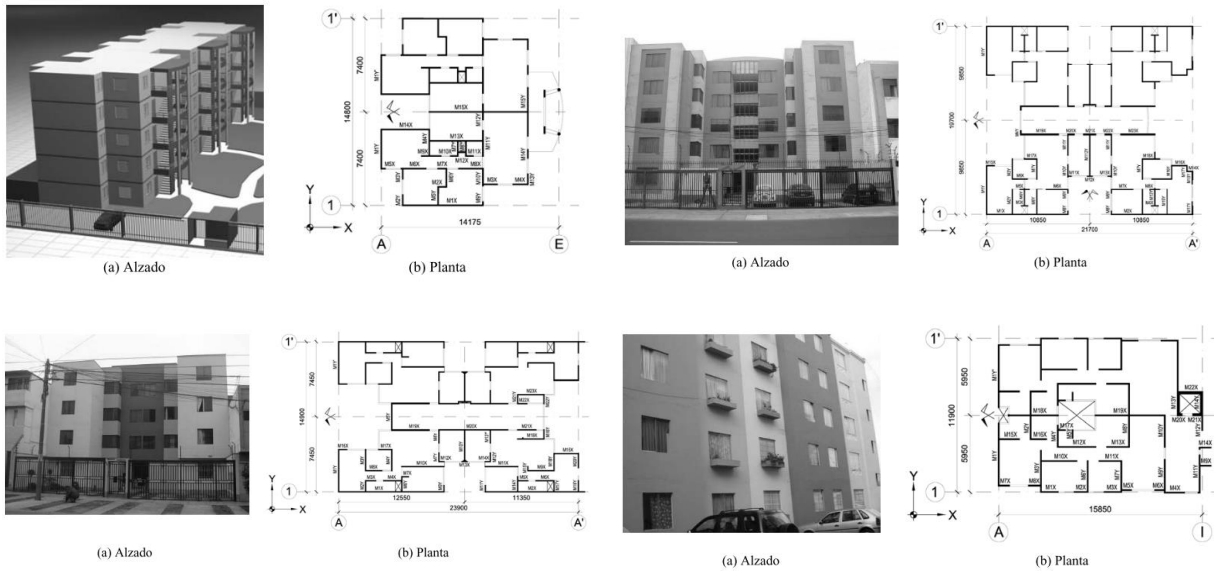


Figura 1.3 Configuración de edificios analizados por Gonzales Fernandez (2010).

Por medio de la modelación analítica de los edificios seleccionados, Gonzales Fernandez (2010) presenta las siguientes conclusiones: 1) En comparación con los análisis dinámicos, en general los análisis de pushover sobreestiman los daños en los edificios estudiados, 2) en los análisis dinámicos, los desplazamientos máximos y las energías histeréticas presentan una baja correlación, es decir que los casos con desplazamientos máximos importantes no suelen coincidir con los que exhiben energías histeréticas elevadas, por lo tanto, estimar el daño a partir de los desplazamientos máximos no es una estrategia adecuada, 3) la interacción suelo-estructura genera efectos relevantes, 4) en las direcciones débiles se detectó riesgo de pandeo local en las partes inferiores de los muros, y 5) la resistencia sísmica de todos los edificios analizados es insuficiente, para los estados límite de Ocupación inmediata (IO), Seguridad de la vida (LS) y Prevención del Colapso (CP), el número de edificios que sobrepasan los límites es cinco, siete y cuatro, respectivamente. Por otro lado, los mejores comportamientos, en términos de la relación de desplazamientos objetivos y correspondiente a los estados límite, fue en las direcciones fuertes (con mayor densidad de muros, con muros con mayores momentos de inercia y longitud).

Julián Carrillo & Alcocer (2011) presentaron un estudio acerca del comportamiento a cortante de muros de concreto para vivienda en México. Para esto se llevó a cabo un programa experimental de 39 ensayos cuasi-estáticos y dinámicos de muros con diferente relación de aspecto y sistema de muros con aberturas. A partir de los estudios analíticos y los resultados experimentales, propusieron ecuaciones para estimar la resistencia máxima al cortante y valores

representativos para diseño sísmico. De igual forma, recomiendan valores de cuantías mínimas de refuerzo a cortante en función de la demanda sísmica sobre los elementos, considerando un diseño sísmico basado en desempeño.

Para los ensayos experimentales, se utilizaron muros con relaciones de aspecto de 0.5 a 2, con espesores de 100 mm y altura de 2400 mm, la longitud fue variada para mantener la relación de aspecto. La resistencia del concreto fue de 15 MPa y las barras corrugadas presentaron una fluencia de 412 MPa, mientras que las mallas electrosoldadas 491 MPa. La cuantía de refuerzo en el alma se varió entre $100\% \rho_{min}$ (0.25%), $50\% \rho_{min}$ (0.125%) y sin refuerzo en el alma. La **Figura 1.4** muestra la geometría y refuerzo de los muros con una relación de aspecto igual a 1.0.

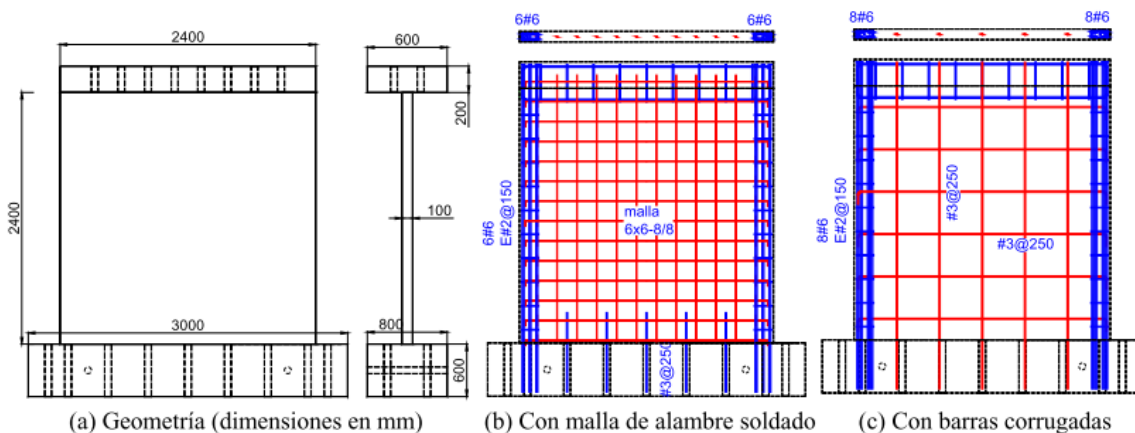


Figura 1.4 Geometría y refuerzo de muros con relación de aspecto igual a 1.0.(Julián Carrillo & Alcocer, 2011)

Con el propósito de evaluar el daño en los muros de concreto en viviendas de baja altura, establecieron indicadores de desempeño con base en límites de distorsión permisible de entrepiso (R_p). Para el diseño sísmico basado en desempeño de muros de concreto establecen tres niveles de desempeño o estados de daño, 1) Ocupación Inmediata (IO) el cual está asociado a el 25% de la capacidad máxima del muro, 2) Protección de la vida (PV) está asociado al 75% de la capacidad máxima y 3) Seguridad al Colapso (SC) está asociado a la resistencia a cortante máxima. Luego, establecieron los valores límites de distorsión total asociado a las resistencias de diseño definidas y las propiedades de los materiales.

Finalmente, Julián Carrillo & Alcocer (2011) indican las siguientes conclusiones: 1) Con base en los resultados experimentales y analíticos se desarrollaron ecuaciones para estimar la capacidad de resistencia a cortante de muros de concreto con las características de vivienda de baja altura, 2) Se presentan recomendaciones para estimar los parámetros principales para diseño

sísmico reglamentario (factor de comportamiento sísmico y distorsiones permisibles de entrepiso), y 3) Recomiendan valores de cuantías mínimas de refuerzo a cortante, de acuerdo con la capacidad y la demanda de las viviendas, es decir con un enfoque de diseño por desempeño.

Medina & Music (2018) desarrollaron un estudio para determinar el nivel de desempeño de un edificio estructurado con base en muros de concreto reforzado diseñado según la normativa chilena del momento. Para determinar el nivel de desempeño se utilizó el método de espectro de capacidad, el cual superpone el espectro de capacidad y la demanda sísmica. Se consideraron dos formas para la determinación del espectro de desplazamiento elástico: la establecida por el código chileno DS61 (2011) y la indicada por ATC-40 y FEMA 356. Otro de los objetivos propuestos, era verificar que el desplazamiento objetivo cumpliera con los límites propuestos por el documento Vision 2000.

El edificio analizado tiene 22 pisos contando dos del subterráneo, la densidad de los muros promedio por piso en ambas direcciones estaba aproximadamente entre 2.8% y 3.5%. El espesor de los muros varía entre 200 mm a 400 mm en la estructura. El análisis sísmico se llevó a cabo de acuerdo con el código chileno DS61 (2011) y el NCh433 (2010).

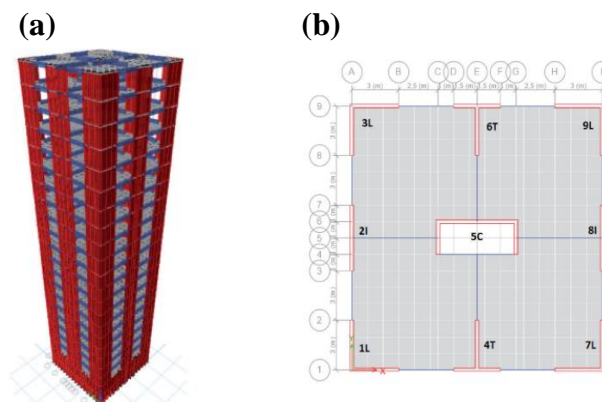


Figura 1.5 (a) Modelo en 3D del edificio (b) Vista en planta del edificio (Medina & Music, 2018)

De acuerdo a los resultados, Medina & Music (2018) indican las siguientes conclusiones:

- 1) Ninguno de los puntos de desempeño superan los límites establecidos por Vision 2000 (1995), independiente del patrón de carga y nivel de demanda sísmica,
- 2) El desempeño alcanzado por el edificio estudiado para sismos frecuentes es totalmente operacional, por lo tanto el edificio mantiene un nivel de desempeño operacional ante sismos de gran magnitud,
- 3) Los niveles de deriva de entrepiso obtenidos de los puntos de desempeño no superan el límite operacional

propuesto, en comparación con la deriva de entrepiso convencional, sin embargo la mayoría de los casos supera el límite de desplazamiento relativo máximo requerido por la normativa chilena NCh433 (2010), Y 4) Al aplicar pushover hasta alcanzar un desplazamiento máximo de cubierta, se obtienen esfuerzos de gran tamaño a los obtenidos con los puntos de desempeño con la demanda sísmica más desfavorable.

De igual forma, Ugalde, Parra, & Lopez-Garcia (2019) realizaron una investigación acerca del comportamiento sísmico de edificios con muros delgados de concreto reforzado localizados en la ciudad de Santiago, Chile. El estudio se centra en analizar porque la mayoría estructuras bajo eventos sísmicos registrados del terremoto de Chile del 2010 no sufrieron daños significativos, siendo estos mayores que el espectro de diseño especificado por el código de diseño sísmico chileno. Por lo tanto, los autores realizaron modelos de fibras de dos edificios en el software Perform-3D, para evaluar el comportamiento de las estructuras; se realizaron una serie de análisis de pushover para evaluar el impacto de varias consideraciones de modelización no lineal y la capacidad sísmica de las estructuras. Además, se realizaron análisis dinámicos considerando un registro sísmico ubicado cerca de los edificios del terremoto de Chile en el 2010.

Los edificios analizados tienen 17 y 26 pisos, considerados como estructura de media y gran altura en Chile, respectivamente. La densidad de muros promedio reportada en ambas direcciones es aproximadamente de 2.6%. El espesor de los muros varía de 150 a 170 mm en la estructura. Los edificios fueron diseñados de acuerdo con el código chileno NCh433, el cual está basado en las disposiciones del ACI-318 para el diseño en concreto. No presentan elementos de borde, debido a que los requisitos de elementos especiales de borde son excluidos de la normativa chilena. En la **Figura 1.6**, se observa los edificios evaluados en la investigación.

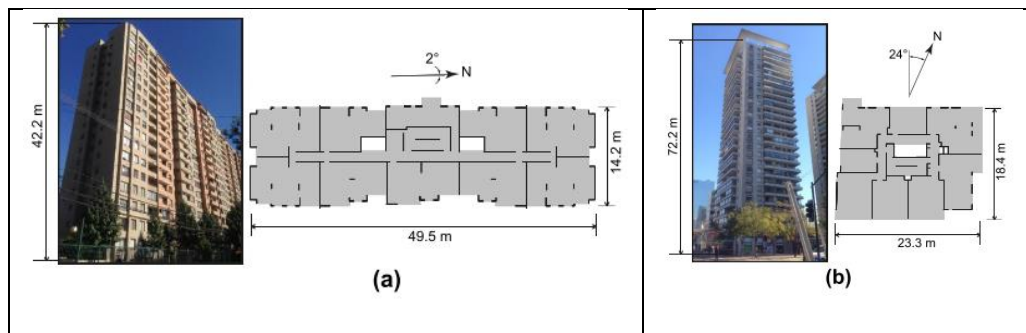


Figura 1.6 Vista en planta y fotografía del edificio de (a) 17 pisos y (b) 26 pisos.

Los principales objetivos de la investigación fueron: 1) evaluar la resistencia real de edificios típicos chilenos con muros delgados de concreto reforzado, 2) identificar los aspectos de modelación más relevantes para el análisis de los edificios con muros de cortante, y 3) comprender porque la mayoría de los edificios residenciales de muros de concreto no sufrieron daños observables durante el terremoto de 2010 en Chile.

A partir de los análisis realizados Ugalde et al. (2019) presenta las siguientes conclusiones: 1) para el análisis estático, se encontró que el edificio de 17 pisos presenta una sobrerresistencia igual a 3 y 6 en las direcciones corta y larga, respectivamente, y para el edificio de 26 pisos fue aproximadamente igual a 2 en ambas direcciones. La influencia de la interacción suelo-estructura se encontró relevante solo en la dirección corta del edificio de 17 pisos, 2) para el análisis dinámico, en cuanto a la respuesta global se encontraron coeficiente de deriva máxima en todos los casos inferiores al 0.4%, por debajo de los valores de resistencia máxima obtenidos del análisis estático no lineal. Luego, en términos de respuesta local, se indica que la deformación total de la deriva de entre piso tomaba valores considerables en algunos muros, especialmente en los pisos superiores donde los límites establecidos por los códigos fueron en algunos casos excedidos, lo cual no es coherente con la falta de daño observable y la ubicación prevista de las demandas máximas en los muros de edificios de varios pisos, por lo tanto, la deformación de deriva de entre piso no es realmente un parámetro apropiado para evaluar el desempeño sísmico de muros delgados. La deriva de entre piso no es una medida que se pueda correlacionar con el daño en los muros (excepto en el primer piso), pues las rotaciones de cuerpo rígido no son aisladas con una simple substracción de desplazamientos absolutos, por lo tanto, los autores presentan la deriva tangencial como parámetro que permite cuantificar el daño en los muros al aislar la rotación de cuerpo rígido y tomar la rotación de la cuerda como parámetro de daño. De este modo, la deriva tangencial representa una mejor aproximación de la distribución del daño en altura.

Capítulo 2 – Marco teórico

Este capítulo presenta los fundamentos teóricos para la modelación macroscópica de muros delgados de concreto reforzado en Perform-3D. Se presenta una breve explicación del comportamiento constitutivo del concreto y el acero, e igualmente se indican los diferentes modelos presentados en la literatura para la modelación de los materiales. El **Apéndice A** presenta el desarrollo de los macromodelos a través de los años.

2.1 Fases de análisis estructural en Perform-3D

Los modelos se desarrollarán en el software comercial Perform-3D, que es una herramienta de análisis estructural orientada al diseño basado en desempeño y ofrece una eficiencia razonable para el análisis inelástico de estructuras tridimensionales, permite la modelación inelástica de los materiales, incluyendo la degradación de la resistencia y la rigidez debidas al comportamiento cíclico de un elemento estructural.

En lo que sigue se indicará la metodología para la construcción de un modelo matemático y se explicará el fundamento teórico adoptado por el programa. Existen tres fases para el análisis estructural: (i) Modelación, (ii) Computación e (iii) Interpretación, tal como indica Powell (2010). En la fase de modelación se construye la estructura teniendo en cuenta el comportamiento real de los elementos y en la fase de computación se desarrollan los procesos de análisis y cálculos. Al final, se presenta la fase de interpretación de los resultados la cual es de importancia en la toma de decisiones y conclusiones.

2.1.1 Fase Modelación

En esta fase se construye el modelo para el análisis de un elemento estructural o una estructura completa, y contiene las siguientes funcionalidades: asignación de nodos, propiedades de los componentes, elementos, patrón de carga, derivas y deflexiones, secciones de la estructura, estados límites.

Es importante indicar que los elementos en Perform-3D se construyen a partir de nodos, los cuales son rígidos y son puntos en el espacio que pueden tener desplazamientos traslacionales y/o rotacionales. Estos valores de desplazamiento son inicialmente desconocidos, en algunos casos los nodos son puntos de apoyo o de restricciones. Tres tipos de fuerzas pueden actuar en los nodos,

(i) cargas externas o cargas en los nodos, (ii) fuerzas externas de restricción o reacciones y (iii) fuerzas internas ejercidas en los nodos por los elementos que se conectan a ese nodo. Cabe resaltar, que cada nodo debe de estar en equilibrio pues las fuerzas ejercidas por un nodo sobre un elemento deben ser iguales y opuestas a las fuerzas ejercidas por elemento en el nodo. Asimismo, la compatibilidad relaciona los desplazamientos de nodos y la deformación de los elementos, permitiendo obtener los valores de deformación que están relacionados con las fuerzas internas que se generan en los elementos (ver **Figura 2.1**)

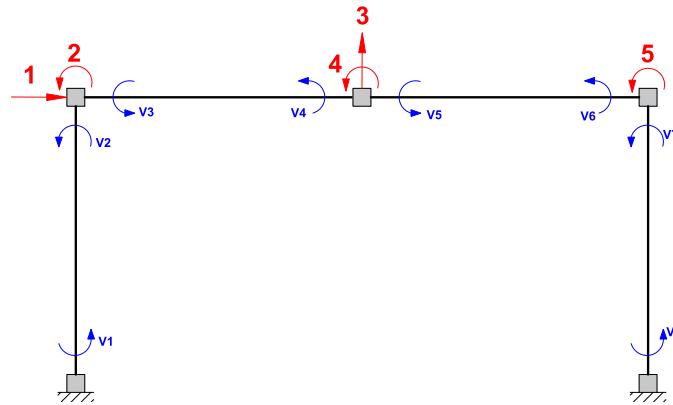


Figura 2.1 Fuerzas internas generadas en los elementos. (Elaboración propia).

2.1.1.1 Definición de componentes y materiales

Antes de poder asignar propiedades a los elementos, se deben especificar las propiedades de los componentes. En la sección de componentes se definen los siguientes tipos:

- (i) **Materiales:** incluye el comportamiento elástico o inelástico del concreto y del acero, además las propiedades del cortante (e.g. E_c , E_s , G),
- (ii) **Sección transversal:** especifica la sección que se desea en el elemento a construir, ya sea viga, columna o muro (e.g. A , I).
- (iii) **Componentes estructurales básicos:** se indican las rotulas plásticas, paneles de zona de conexión, aisladores sísmicos, barras y resortes, entre otros; Estos componentes básicos se dividen en dos, elásticos e inelásticos, los cuales tienen características diferentes y depende del tipo de análisis que se desee. Cabe resaltar, que las secciones y los componentes básicos dependen de las propiedades de los materiales que se especifiquen.

- (iv) Secciones con resistencia límite: son componentes no estructurales y su propósito es permitir evaluar las relaciones de demanda-capacidad en puntos interiores de elemento tipo viga y columna.
- (v) Composición de componentes: los cuales están conformados por una o más secciones transversales, componentes básicos o secciones de resistencia.

2.1.1.2 Definición de elementos

Existen diferentes tipos de elemento, pero se especifican los disponibles en el software y se profundiza en los elementos necesarios para el desarrollo de los modelos de esta investigación.

- (i) Elementos de barra simple, los cuales modelan barras que resisten solo fuerza axial y se encuentran conectados por dos nodos, no es necesario especificar ejes locales y consisten en un componente básico. Se pueden utilizar para modelar barras de refuerzo.
- (ii) Elementos tipo viga - columna los cuales tienen rigidez axial, flexión y torsión, son elementos tipo línea conectados por dos nodos y consisten en un componente tipo marco. Requieren la asignación de ejes locales para cada elemento. En el tipo de elemento línea se pueden especificar cargas distribuidas o cargas concentradas a lo largo de la longitud del elemento.
- (iii) Elementos tipo panel para modelar mampostería rellena en marcos, estos pueden ser elásticos o inelásticos y cada elemento está conectado por cuatro nodos. Se puede usar componentes básicos con cortante o puntales diagonales para representar el comportamiento de los paneles, no necesitan ejes locales.
- (iv) Elementos tipo losa, solo se pueden modelar de modo elástico y está conformada por cuatro nodos con rigidez fuera y dentro del plano. En Perform-3D al usar el elemento tipo losa para conectar a los nodos representa un mayor valor computacional en el análisis, además de que su comportamiento únicamente es elástico lo que limita un análisis más detallado en el rango no lineal, por esta razón la aplicación de diafragmas rígidos para pisos es aceptable.

- (v) Elementos de medición de deformación permiten medir la deformación local de los elementos para correlacionarlos con estados límites. Estos elementos no añaden rigidez a la estructura.

Por último, se pueden usar dos tipos de elementos para el análisis inelástico de muros de concreto reforzado: (i) muro de corte (*shear-wall element*); y (ii) muro general (*general wall element*). Aunque la formulación del elemento muro de corte representa una simplificación del tipo de elemento muro general, se ha convertido en el elemento más utilizado para la simulación de muros de concreto reforzado en Perform-3D (Araya-Letelier et al., 2019; Kolozvari et al., 2018; Ugalde et al., 2019). Ambos tipos de elementos están definidos por un elemento macroscópico de 4-nodos, el cual presenta dos capas conectadas en paralelo que simulan el comportamiento (desacoplado) a cortante y flexo-compresión (y/o flexo-tracción) de la sección transversal del muro (ver **Figura 2.2**).

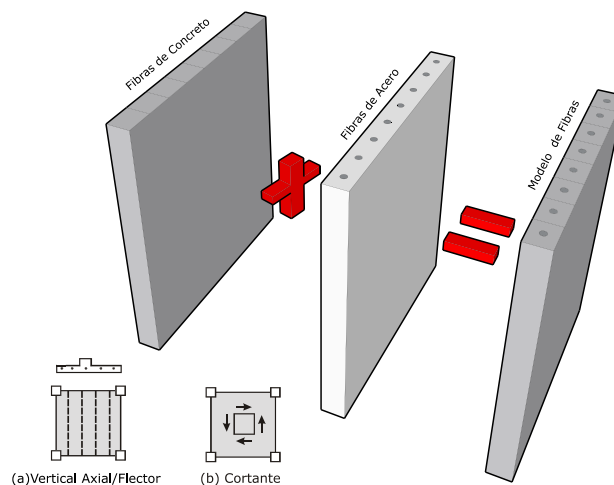


Figura 2.2 Modelo constitutivo de fibras (concreto y acero), comportamiento axial-flexión y cortante.

2.1.1.3 Definición de cargas

En la sección de patrón de carga se configura la carga que se va a aplicar en los elementos. Los patrones de carga se utilizan para construir casos de carga para análisis estático. Existen tres tipos de patrones de carga: (i) nodales, (ii) sobre los elementos y (iii) peso propio. En los patrones de cargas nodales, se asigna la carga directamente sobre los nodos en cualquier dirección, por ejemplo, una fuerza o momento puntual. Por otro lado, los patrones de carga en los elementos permiten aplicar cargas distribuidas, cargas puntuales y efectos de expansión térmica sobre los elementos, sin embargo, Perform-3D solo permite incluir estas cargas gravitacionales a los

elementos tipo viga y columna, y los efectos de expansión térmica en elementos tipo barra. El patrón de peso propio se calcula de manera automática utilizando el peso específico de los materiales de los componentes y las longitudes o áreas de los elementos.

2.1.1.4 *Definición desplazamiento de referencia*

Para medir la deformación debido a cargas laterales se utilizan las derivas horizontales, en el software se debe asignar al menos una deriva de referencia denominada como deriva simple y que corresponde a el desplazamiento horizontal de un nodo superior en relación con un segundo nodo que está más bajo en la estructura, dividido por la altura entre los nodos. En la fase de computación es necesario tener una deriva de referencia. Del mismo modo, se pueden obtener deformaciones verticales a través de deflexiones de referencia, que son el desplazamiento vertical hacia abajo de un nodo con respecto a un segundo nodo, tiene unidades de longitud y no necesariamente debe ser un nodo de restricción. Por ejemplo, para obtener los desplazamientos en la parte superior de un elemento tipo muro, se asigna un desplazamiento de referencia que el software toma para realizar los cálculos de capacidad, deformación, etc.

2.1.1.5 *Definición solicitaciones internas*

Cuando se tienen los elementos definidos con los patrones de carga aplicados, se deben de realizar cortes para las secciones de la estructura y así poder determinar las solicitaciones internas en los elementos. Una sección de estructura se define realizando cortes a través de una serie de elementos, los cuales solo pueden ser cortados en sus extremos. Por esta razón se debe de especificar los elementos cortados y la posición del corte para cada elemento (ver **Figura 2.3**).

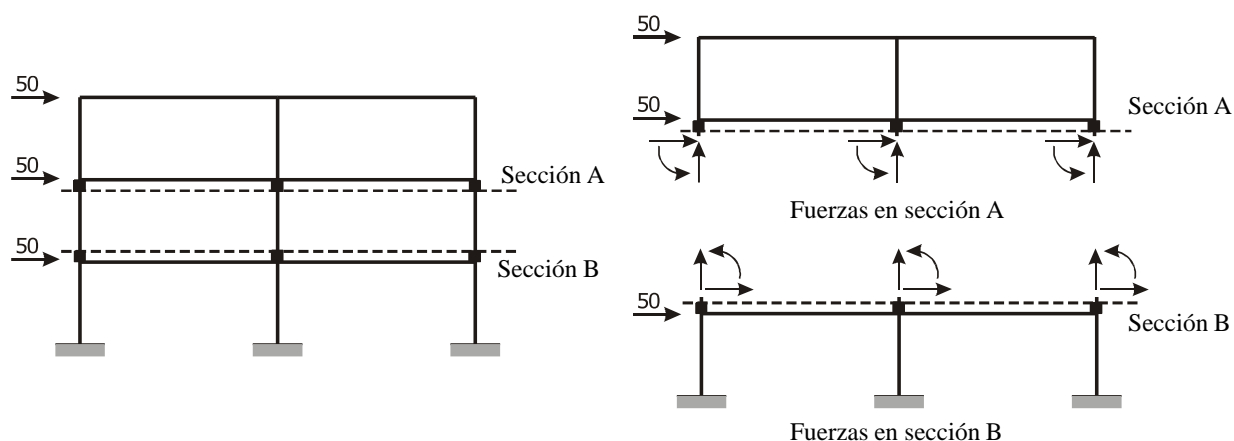


Figura 2.3 Corte de sección para capturar fuerzas internas en los elementos.

Por ejemplo, en los elementos tipo muros es de interés conocer los momentos y fuerzas internas en diferentes alturas, al crear las secciones es posible discretizar en altura y poder determinar las solicitaciones internas en cada nivel, obteniendo con exactitud valores de fuerza y deformación.

2.1.2 Fase Computación

Para ejecutar el análisis computacional se necesita definir los casos de carga, los cuales están basados en los patrones incluidos en la fase de modelación. Se pueden crear diferentes casos que se deben ejecutar de manera coordinada. El caso de carga gravitacional es típicamente aplicado al inicio de cualquier secuencia de análisis (e.g. estático o dinámico no lineal), e incluye asignación de la demanda de patrones de carga nodal, del elemento y/o de peso propio. Para la carga horizontal, se puede asignar diferentes tipos de patrones que se utilizan de forma común en los análisis tipo pushover, es necesario asignar un valor de carga horizontal en los nodos y definir el patrón ya sea rectangular o triangular invertido. Cuando se asigna el caso de carga es necesario especificar un factor de escala para cada patrón, además se debe seleccionar si el análisis va a ser lineal o no lineal.

2.1.2.1 Definición tipo de análisis

Cuando se realizan análisis no lineales, el método de solución que se utiliza es de relevancia, debido a que la estrategia de solución impacta la tasa de convergencia. En este caso Perform-3D usa una estrategia de solución denominada evento a evento, la cual está basada en el cambio de las propiedades de la estructura cada vez que hay un cambio en la rigidez. El programa divide automáticamente cada etapa de carga en una serie de subetapas, con una nueva subetapa para cada evento; el evento se detiene si el número de eventos en cualquier etapa de carga excede el máximo especificado (Computers and Structures Inc, 2018b).

Para el análisis estático de plastificación progresiva “pushover” se agrega un caso de carga donde solamente se tiene en cuenta la dirección de la carga, ya que en los patrones de carga se aplica la distribución de fuerzas que se desee para el análisis; normalmente se aplica una carga unitaria en la parte superior de la estructura o el elemento estructural. Cuando se trata de edificios de gran altura se aplican distribuciones de carga en forma rectangular o triangular (e.g. simulando el primer modo de vibración estructural), para simular las variaciones de las fuerzas inerciales durante la vibración por sismo. En los casos de estudio de los siguientes capítulos se opta por una

distribución triangular invertida, pues los edificios se desplazan, principalmente, en su modo fundamental de vibración. Del patrón de carga horizontal, lo relevante es la variación relativa de las cargas en altura, mas no su valor absoluto, pues el factor de escala del patrón es variado a medida que la estructura se desplaza usando un algoritmo de control por desplazamiento.

En el caso de carga dinámica por evento sísmico los registros de aceleración del terreno comprenden la demanda como excitación uniforme en la base. El análisis dinámico se lleva a cabo mediante la integración paso a paso a través del tiempo utilizando el método de aceleración media constante o también conocido como método beta de Newmark. Los registros sísmicos son designados con la letra Q para cada dirección y V si es un movimiento vertical, si el terremoto fue escalado por aceleración o por tiempo Perform-3D permite indicar el valor de la escala en cualquiera de los dos casos.

2.2 Comportamiento del concreto

La relación de esfuerzo-deformación del concreto puede ser obtenida mediante ensayos experimentales de cilindros estándar bajo una carga monotónica uniaxial (Jack P Moehle, 2015). Además, se pueden determinar otras propiedades como el módulo de elasticidad, resistencia a la compresión y tensión, que definen el comportamiento del concreto. La curva esfuerzo-deformación inicialmente tiene una pendiente elástica que tiene forma ascendente y llega al esfuerzo máximo en forma parabólica. Después del esfuerzo máximo, se presenta la disminución de la resistencia debido al aumento continuo de deformación conocido como ablandamiento (en inglés, softening), el cual depende de las condiciones de restricción y el espécimen (tamaño y forma) que se analice (Van Mier, 2009). Como se observa en la **Figura 2.4** el comportamiento medido de esfuerzo-deformación se ve influenciado por la localización de las deformaciones, por lo tanto, el comportamiento post-pico es dependiente del tamaño (Vonk, 1992). Además, Vonk (1992) indica que el comportamiento post-pico bajo una carga uniaxial se encuentra regido por un proceso de fractura local como el que se presenta en la tensión del concreto. Además, después de que se alcanza la resistencia máxima, se observa una falla abrupta y la pendiente de la curva de esfuerzo-deformación cae de modo súbita. Cabe resaltar, que el comportamiento del concreto a bajas resistencias es más dúctil comparado con resistencias altas, sin embargo, la parte post-pico tiene un comportamiento frágil con una caída rápida.

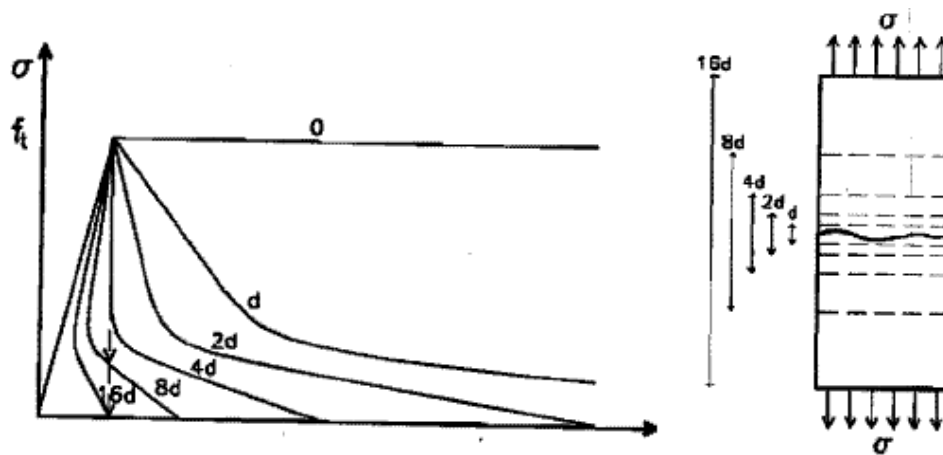


Figura 2.4 Comportamiento curva esfuerzo-deformación debido a la localización de deformaciones (Van Mier, 2009).

2.2.1 Comportamiento cíclico del concreto

Los resultados experimentales llevados a cabo por varios autores (Bahn & Hsu, 1998; Karsan & Jirsa, 1969; Sinha et al., 1964) demuestran que la relación monotónica esfuerzo-deformación del concreto es efectivamente la envolvente del comportamiento bajo cargas cíclicas. En la **Figura 2.5** se observa que cada ciclo de carga causa un daño que es evidente en la regresión de la curva. Por ejemplo, en el primer ciclo de carga, la rigidez de descarga del concreto es similar a la secante inicial, luego, la descarga en ciclos posteriores se produce con una pendiente menor que el módulo inicial, y termina con una deformación residual bajo niveles de esfuerzo próximos a cero (Jack P Moehle, 2015). Después de unos pocos ciclos la deformación acumulada alcanza la capacidad de deformación del material y se produce el fallo. Además, a partir de los resultados experimentales de los autores mencionados, se evidenció que la curva de recarga no retoma exactamente la curva envolvente en el mismo punto donde comenzó la descarga, causando daños adicionales, de tal manera que se requiere una deformación adicional antes de que la curva de recarga alcance la relación monotónica de esfuerzo-deformación.

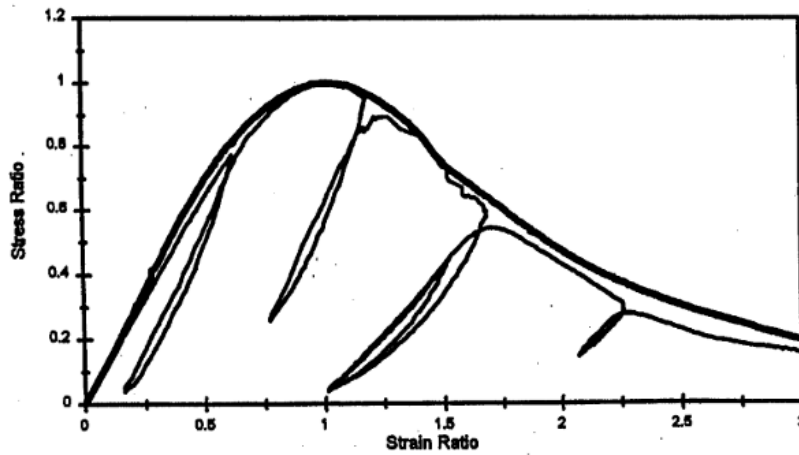


Figura 2.5 Relación esfuerzo-deformación cíclica y monotónica del concreto. (Bahn & Hsu, 1998)

2.2.2 Modelos teóricos del concreto

Los autores (Mander et al., 1988; Of, 1986; Saatcioglu & Razvi, 1992; B. D. Scott et al., 1982; Sheikh & Uzumeri, 1980) llevaron a cabo numerosos ensayos comprobando la eficiencia del confinamiento para diversos diseños de refuerzo longitudinal y transversal. Algunos de estos ensayos dieron lugar a modelos analíticos para predecir la respuesta esfuerzo-deformación del concreto confinado (Mander et al., 1989; Sheikh & Uzumeri, 1982).

Los modelos propuestos por Mander et al. (1988b) y Razvi & Saatcioglu (1999) son lo más relevantes porque fueron validados con secciones transversales rectangulares. Los modelos proponen expresiones para el aumento de la resistencia del concreto confinado f_{cc} en función de la presión de confinamiento proporcionada por el refuerzo transversal. La estimación de la presión de confinamiento tiene en cuenta las diferencias en la geometría y las características de confinamiento en las dos direcciones ortogonales de las secciones rectangulares. Saatcioglu & Razvi (1992) propusieron la **Ecuación 1** para expresar la fuerza triaxial del concreto en términos de fuerza uniaxial y presión lateral de confinamiento:

$$f_{cc} = f_{co} + k_1 f_l \quad 1$$

Donde f_{cc} y f_{co} son la resistencia del concreto confinado e inconfinado, respectivamente. Mientras que k_1 esta en función de la relación de Poisson y f_l es la presión uniforme de confinamiento en MPa. A partir de los ensayos realizados por Richart et al. (1928) se obtuvieron valores experimentales de especímenes sometidos a diferentes niveles de presión, permitiendo la obtención de una expresión que refleja la variación de k_1 .

$$k_1 = 6.7(f_l)^{-0.17} \quad 2$$

De igual forma, Mander et al. (1988b) propone una ecuación para calcular el valor de la resistencia a la compresión confinada cuando el núcleo de concreto se coloca en compresión triaxial, teniendo en cuenta la resistencia inconfiada (f_{co}) y la presión lateral de confinamiento (f_{le}). Para determinar la deformación máxima del concreto confinado, ambos modelos siguieron la **Ecuación 3** que proporciona una aproximación a los ensayos realizados por Richart et al. (1928) y Balmer (1949), tal como indica (Jack P Moehle, 2015).

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_0 \left(1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right) \quad 3$$

Donde ϵ_0 es la deformación máxima del concreto inconfinado, y varia típicamente entre 0.002 y 0.003 dependiendo de los materiales.

La curva de esfuerzo-deformación propuesta por (Mander et al., 1989) es continua para todo el rango de las deformaciones del concreto confinado:

$$f_{co} = \frac{f_{cc} \left(\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cc0}} \right)^r}{r - 1 + \left(\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cc0}} \right)^r} \quad 4$$

Donde r controla la pendiente antes y después del valor máximo

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc0}}} \quad 5$$

El módulo de elasticidad del concreto puede ser estimado como $E_c = 57000\sqrt{f_{co}}$ [psi], como indica el ACI-318.

Por otro lado, Saatcioglu & Razvi (1992) proponen una expresión algebraica para la curva de esfuerzo-deformación, la relación consiste en una parábola para la rama ascendente y una porción lineal para una rama descendente que se aplanan para un nivel de fuerza residual del 20%. La siguiente expresión define la parábola inicial de la curva esfuerzo-deformación.

$$f_{cc} = f_{co} \left[2 \left(\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cc0}} \right) - \left(\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cc0}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{\left(2 \frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right)}} \quad 6$$

La pendiente con la que baja la curva de esfuerzo-deformación sigue la siguiente expresión que establece la deformación al 85% del nivel de la resistencia máxima.

$$\epsilon_{cc85} = 260 \frac{\sum A_{st}}{s(b_{cx} + b_{cy})} \epsilon_{cc0} + \epsilon_{cc085}$$

7

Donde ϵ_{cc085} es la deformación a un nivel de resistencia del 85% del concreto confinado, $\sum A_{st}$ es el área total del acero transversal provisto en ambas direcciones; b_{cx} y b_{cy} son la longitud y ancho del núcleo.

Arteta (2015) realizó una comparación entre los modelos propuestos por Mander et al. (1988b) y Razvi & Saatcioglu (1999) para un espécimen rectangular con concreto confinado, tal como se observa en la **Figura 2.6**. Demostrando que para ambos modelos la resistencia a la compresión confinada es prácticamente la misma, sin embargo, el modelo de Razvi & Saatcioglu (1999) es más suave en la mayoría de los rangos de deformación.

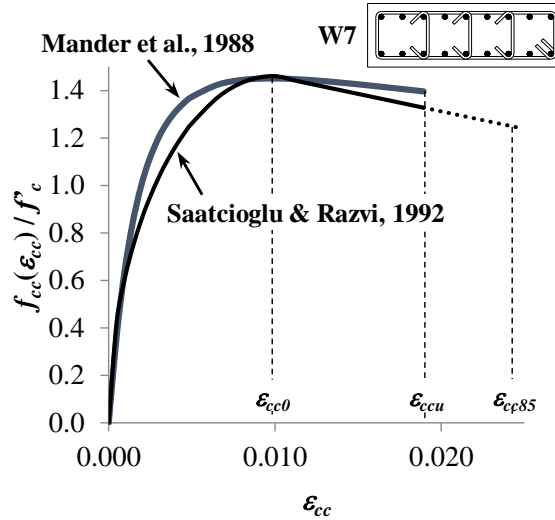


Figura 2.6 Comparación entre el modelo de Mander et al. (1988b) y Razvi & Saatcioglu (1999) para concreto confinado. (Arteta, 2015)

2.3 Comportamiento del acero

El acero de refuerzo es considerado como la primer fuente de ductilidad en elementos estructurales de concreto reforzado, debido a la habilidad que posee para mantener ciclos de carga repetitivos hasta altos niveles de deformación inelástica sin una reducción significativa de la tensión (T. & M. J. N., 1992). El comportamiento monotónico del acero dúctil es caracterizado mediante su curva de esfuerzo-deformación (**Figura 2.7**), donde inicialmente se encuentra un comportamiento elástico con un límite considerado como esfuerzo de fluencia (f_y) y un módulo de elasticidad (E_s) que definen la pendiente inicial, seguido por una meseta de cedencia de longitud variable (en algunos aceros no se presenta la meseta) y finalmente un incremento en la resistencia debido al

fenómeno de endurecimiento por deformación. El endurecimiento por deformación es una característica importante para inducir a que la fluencia se extienda a lo largo de la barra y produzca una respuesta dúctil (Jack P Moehle, 2015). El punto máximo de la curva de esfuerzo-deformación, considerado en términos de respuesta estructural como la deformación ultima, se produce el *necking* que causa una reducción localizada en el área de la sección transversal y conduce a la ruptura del material. La fractura del material depende de la longitud del calibrador con el cual se realiza la medición.

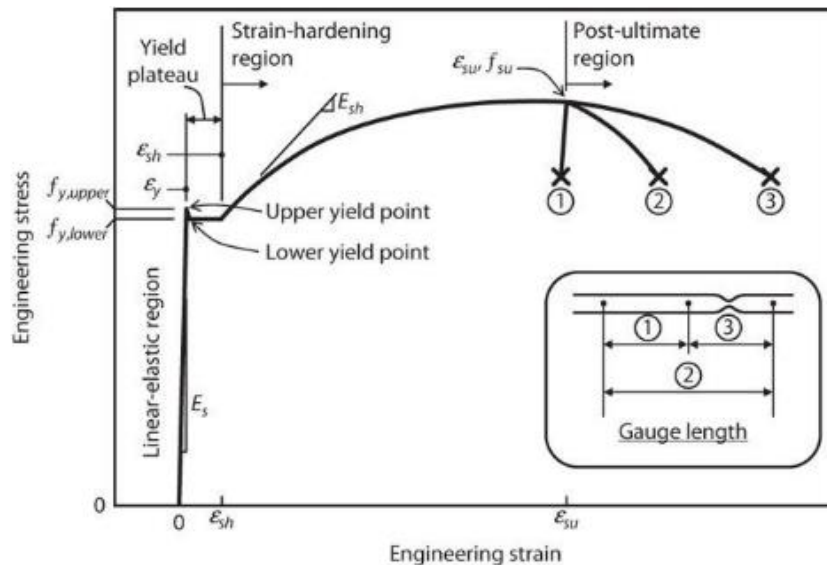


Figura 2.7 Curva típica de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo (J, Moehle, 2015).

Dependiendo de la fabricación y la composición química el acero de refuerzo puede tener diferentes propiedades mecánicas, sin embargo, su uso se limita según la normativa correspondiente a cada país.

2.3.1 Comportamiento cíclico del acero

Durante movimientos sísmicos, es de esperar que las barras de acero de refuerzo en estructuras de concreto experimentan deformaciones cíclicas de tensión y compresión. Cuando el acero de refuerzo es sometido a cargas reversibles, en comparación con el comportamiento monotónico, presenta las siguientes características (Jack P Moehle, 2015):

- La pendiente de descarga es substancialmente igual a la pendiente del módulo de elasticidad inicial.

- Una vez que se ha producido la fluencia se presenta el efecto Bauschinger, en el que la respuesta no lineal en la curva esfuerzo-deformación se desarrolla bajo esfuerzos inferiores del esfuerzo de fluencia.
- La curva esfuerzo-deformación monotónica es una envolvente de la historia de carga inversa.

La **Figura 2.8** muestra el comportamiento cíclico del acero, a medida que aumenta la amplitud de la respuesta, el nivel de esfuerzo dada una deformación también aumenta, y puede superar ligeramente el esfuerzo indicado por la relación esfuerzo-deformación monotónica. Es evidente que, en el caso de las barras de refuerzo de acero sometidas a una carga de ciclo inverso, el esfuerzo depende de la trayectoria de la deformación hasta el punto de carga actual.

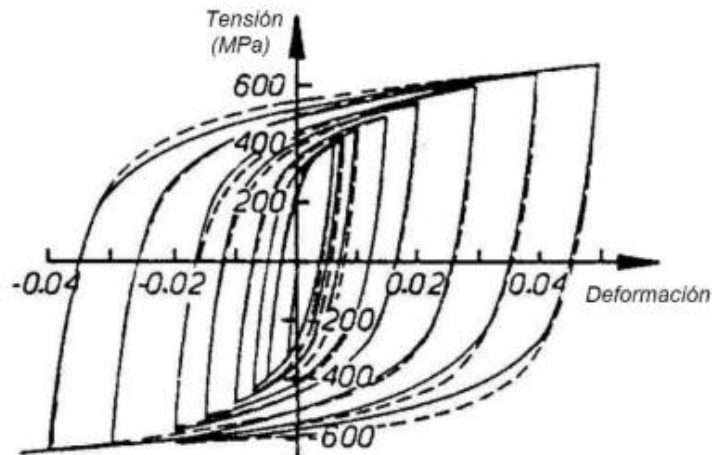


Figura 2.8 Comportamiento cíclico del acero de refuerzo. (T. & M. J. N., 1992)

2.3.2 Modelos teóricos del acero

Existen diferentes métodos para representar la respuesta del acero de refuerzo sometido a cargas monotónicas y cíclicas, mediante modelos fenomenológicos que describen el comportamiento a partir de ecuaciones no lineales calibradas con datos experimentales (L. Lowes, 1999).

Uno de los primeros modelos que representan la curva de esfuerzo-deformación fue propuesto por Ramberg & Osgood (1943) el cual asume una única ecuación no lineal para caracterizar la curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo sometido a una carga monotónica. Este modelo es conocido también como el método de los tres parámetros, y relaciona

la deformación a tensión del material con los esfuerzos normalizados, tal como se indica en la siguiente expresión.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + K \left(\frac{\sigma}{E} \right)^n \quad 8$$

Donde σ es el esfuerzo a tensión, ε es la deformación para un nivel de esfuerzo, E es el módulo de elasticidad del acero; K y n son constantes que dependen del material. La primera parte de la ecuación el termino $\frac{\sigma}{E}$ corresponde a la parte elástica del comportamiento del acero, mientras que el segundo término, $K \left(\frac{\sigma}{E} \right)^n$ hace referencia al comportamiento inelástico del material.

Aunque el modelo permite representar la respuesta monotónica de manera aceptable, no permite describir la meseta de cedencia, la cual es una característica que puede controlar el comportamiento del sistema.

Por otro lado, Menegotto, M. & Pinto, P. (1973) propusieron un modelo para representar el comportamiento no lineal histeretico del acero de refuerzo, el cual está definido por la siguiente expresión.

$$\sigma^* = b\varepsilon_{eq} + \frac{(1-b)\varepsilon_{eq}}{(1+\varepsilon_{eq}^R)^{1/R}} \quad 9$$

$$R = R_o - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi} \quad 10$$

Donde b es la rata de endurecimiento por deformación, ε_{eq} son las deformaciones normalizadas y R es el factor de forma de la curva de descarga; ξ es la diferencia de deformación entre el punto de intersección entre las tangentes y el punto objetivo, R_o es el valor inicial de R durante el primer ciclo de carga definido de modo experimental al igual que las constantes a_1 y a_2 .

En la **Figura 2.9**, se observa la curva de esfuerzo-deformación definida por Menegotto, M. & Pinto, P. (1973), donde la relación se presenta en forma de transiciones, cada una desde una asíntota de línea recta con pendiente E_o (módulo de elasticidad) a otra asíntota con pendiente $E_1 = bE_o$. Massone et al. (2006) indican que la curvatura de la transición de la curva entre las dos asíntotas está gobernada por el parámetro R , y la degradación cíclica permite representar el efecto de Baushinger. Tal como el modelo presentado por Ramberg & Osgood (1943), el modelo de

Menegotto, M. & Pinto, P. (1973) no considera en su formulación la platea de cedencia que se presenta en condiciones monotónicas.

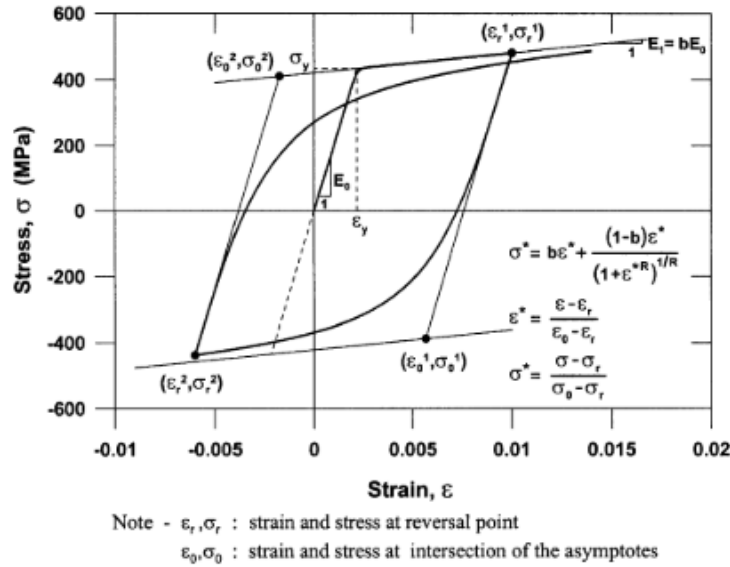


Figura 2.9 Modelo cíclico del acero de refuerzo propuesto por Manegotto & Pinto (1973).

Monti & Nuti (1993) presentan un modelo analítico de acero de refuerzo teniendo en cuenta el pandeo inelástico de las barras capaz de evaluar el comportamiento monotónico y cíclico. El modelo presenta cuatro reglas de endurecimiento en función de cuatro parámetros, esfuerzo de fluencia, módulo de elasticidad, rata de endurecimiento y coeficiente de peso.

Las expresiones que describen el modelo de Monti & Nuti (1993) para la modelación del acero de refuerzo, parten del trabajo realizado por Menegotto, M. & Pinto, P. (1973). Por lo tanto, la curva de esfuerzo-deformación del modelo se representa por medio de la **Ecuación 9**. Los esfuerzos y deformaciones normalizadas son obtenidas por:

$$\epsilon^* = \frac{\epsilon - \epsilon_r^n}{\epsilon_y^{n+1} - \epsilon_r^n} \quad \text{y} \quad \sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r^n}{\sigma_y^{n+1} - \sigma_r^n} \quad 11$$

Donde ϵ_r^n y σ_r^n corresponden a las coordenadas del último punto de inversión para cualquier rama de la curva; σ_y^n es el esfuerzo de fluencia actual

$$\xi_p^n = \left(\epsilon_r^n - \epsilon_r^{n-1} - \frac{\sigma_y^n - \sigma_y^{n-1}}{E} \right) \quad 12$$

La **Ecuación 12** evalúa el recorrido plástico en el medio ciclo “n-ésimo”, la cual demuestra que en ausencia de pandeo el endurecimiento isotrópico es desarrollado en medios ciclos con una excursión plástica igual o inferior que el máximo anterior, mientras que con presencia de pandeo

no se desarrolla ningún endurecimiento cinemático en medios ciclos con excursión plástica igual o inferior a la máxima anterior. En la **Figura 2.10** se muestra la curva del modelo analítico del acero de refuerzo propuesta por Monti & Nuti (1993).

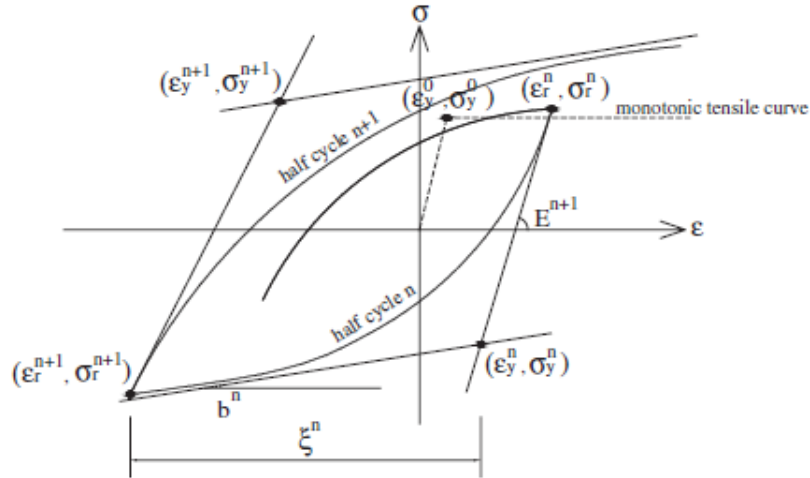


Figura 2.10 Curva de esfuerzo-deformación del modelo propuesto por Monti & Nuti (1993). Adaptada de (Prota & Cosenza, 2009)

2.4 Modelo constitutivo de los materiales en Perform 3D

Los modelos no lineales de los materiales para el concreto, acero y comportamiento a cortante están definidos usando una relación fuerza-deformación denominada “YURLX”, que consiste en una relación trilineal con pérdida de resistencia opcional (**Figura 2.11**). El modelo YURLX se caracteriza por valores de fuerza-deformación (para un material uniaxial la fuerza corresponde al esfuerzo) correspondientes a la fluencia (Y), último (U), límite de ductilidad (L), residual (R), y máxima deformación (X).

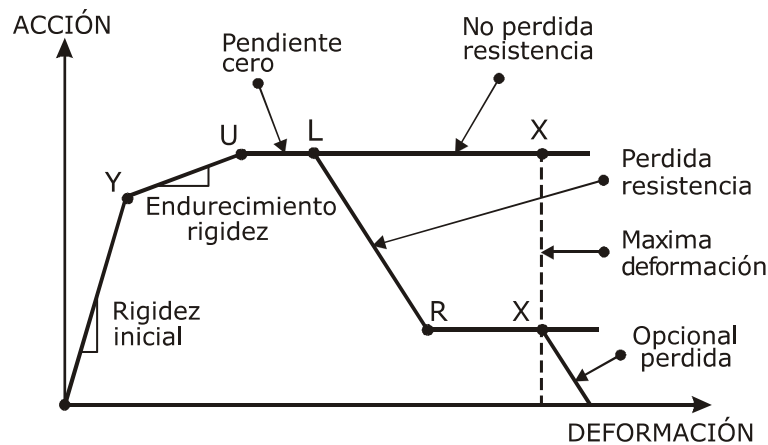


Figura 2.11 Relación típica fuerza-deformación en Peform 3D. (Computers and Structures Inc, 2018).

2.4.1 Parámetros para simular el comportamiento cíclico del acero

Para el comportamiento cíclico del acero de refuerzo, las rigideces de descarga y recarga se definen por el factor de disipación de energía y el factor de rigidez. El factor de energía (κ) equivale a la relación entre la energía actual de disipación con pérdida de rigidez (E_D) y la energía de disipación con comportamiento lineal, sin pérdida de la rigidez (E_{kh}). En la **Figura 2.12**, se observa cómo se reduce la disipación de energía debido a la pérdida de rigidez, durante un ciclo de esfuerzo-deformación.

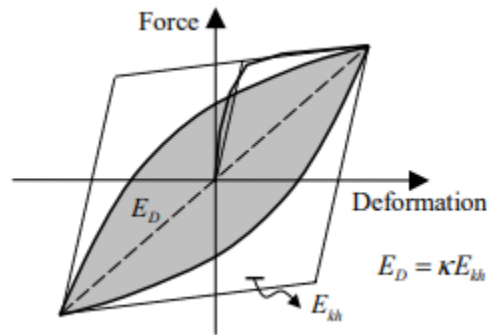


Figura 2.12 Definición de disipación de energía. (H Park & Eom, 2004)

Para calibrar los ciclos de histéresis del acero de refuerzo, es posible modificar los factores de disipación de energía y el factor de rigidez. De este modo, el factor de rigidez puede variar de negativo a positivo y determina si se reduce la rigidez sea de descarga o de recarga o ambas, se observa en la **Figura 2.13** diferentes ciclos de esfuerzo-deformación variando los parámetros mencionados. Para estos ciclos se tienen que el factor de disipación de energía es el mismo, quiere decir que presentan una idéntica área y proporción de energía (factor de energía de disipación $=0.5$). Las líneas discontinuas muestran el mismo ciclo esfuerzo-deformación sin pérdida de la rigidez, mientras que las líneas solidas muestran tres posibles ciclos de esfuerzo-deformación con pérdida de rigidez (Computers and Structures Inc, 2018b). Por lo tanto, cada ciclo emplea diferentes factores de rigidez: En el ciclo A se reduce la rigidez de recarga, presenta una máxima rigidez y menor rango elástico (factor de rigidez $= 1$), en el ciclo B la rigidez de descarga se reduce, presenta una mínima rigidez y mayor rango elástico (factor de rigidez $= -1$) y en el ciclo C se reducen tanto la rigidez de descarga como la de recarga (factor de rigidez $=0$).

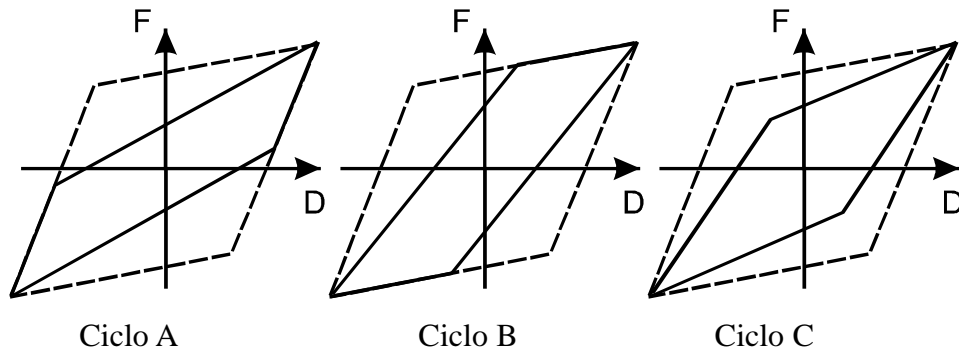


Figura 2.13 Ciclos con igual disipación de energía, pero con diferente pérdida de rigidez. (Computers and Structures Inc, 2018b)

2.4.2 Parámetros para simular el comportamiento cíclico del concreto

Para el concreto, la modelación del comportamiento cíclico a compresión dependerá del cambio de la rigidez de recarga, ya que controla la energía disipada. Mientras que la rigidez de descarga se mantiene constante a la rigidez elástica inicial (Computers and Structures Inc, 2018a). En la **Figura 2.14**, se observa la relación entre el factor de energía y la rigidez de recarga, para un factor de energía igual a 1.0 se presenta la cantidad máxima de disipación de energía y la recarga comienza con una deformación a compresión cercana a cero. Si el factor de degradación de energía es inferior a 1.0 la recarga se produce como se muestra en la **Figura 2.14b**, y si el factor de disipación de energía es de 0.0 la rigidez de descarga y de recarga son las mismas y no hay disipación de energía.

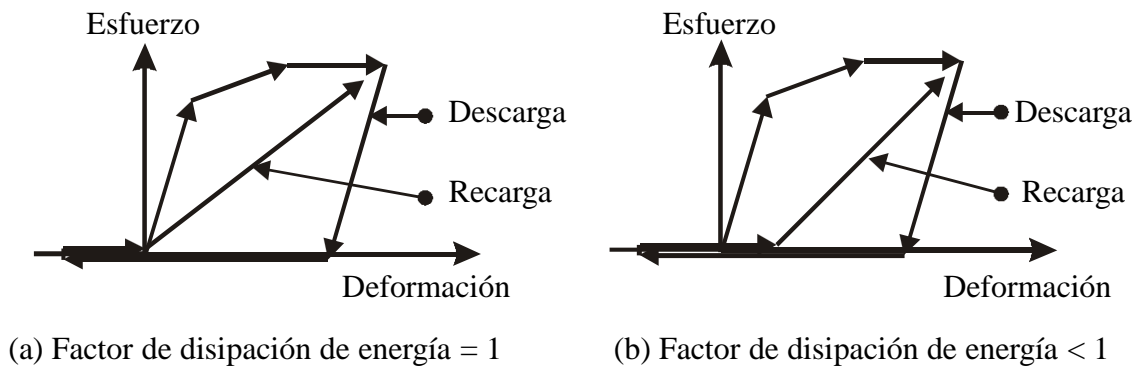


Figura 2.14 Relación entre el factor de energía y la rigidez de recarga, (a) factor igual a 1.0 y (b) factor inferior a 1.0. (Computers and Structures Inc, 2018a)

Perform-3D supone que el comportamiento a compresión y tensión son independientes, por lo tanto, el aplastamiento en compresión no afecta el comportamiento a tensión, y el

agrietamiento en tensión no afecta el comportamiento subsiguiente en compresión (Computers and Structures Inc, 2018a).

Lowes, Lehman, & Baker (2016) presentan en su investigación un modelo de disipación de energía para la calibración en Perform 3D a partir de datos experimentales del comportamiento cíclico del concreto que permiten establecer el factor de disipación de energía, como se observa en la **Figura 2.15**. Teniendo en cuenta lo anterior, en la **Tabla 11** indica los valores propuestos de disipación de energía para los estados del material en Perform 3D.

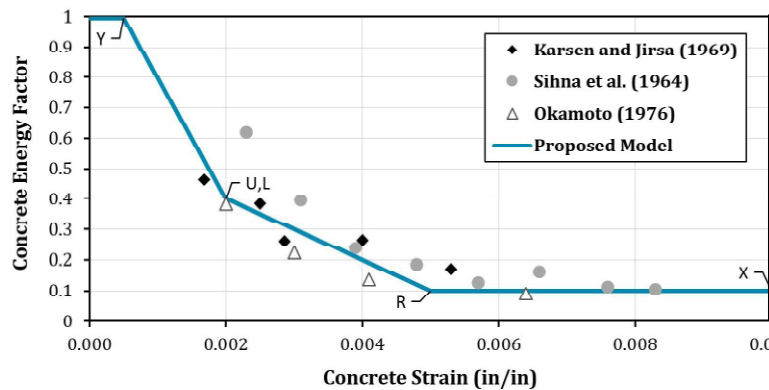


Figura 2.15 Factor de disipación de energía a la compresión del concreto, medido y propuesto. (L. N. Lowes et al., 2016).

Tabla 11 Valores propuestos de disipación de energía en el concreto cíclico. (L. N. Lowes et al., 2016).

Estado del Material	Y (Fluencia)	U (Ultimo)	L (Limite Dúctil)	R (Residual)	X (Max. Deformación)
Factor de Energía	1.0	0.4	0.4	0.1	0.1

2.5 Análisis estático no lineal

La capacidad de una estructura está representada por una curva de pushover, el cual es un método de análisis estático no lineal en el que una estructura es sometida a una carga gravitacional y a un patrón de carga lateral prescrito de desplazamiento controlado, que aumenta de forma continua hasta que se alcanza una condición final. De este modo, la forma más conveniente de trazar la curva de capacidad es representando la fuerza-deformación de la estructura, registrando el cortante de la base y el desplazamiento de la cubierta (**Figura 2.16**).

La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura basada en el supuesto de que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura (ATC-40, 1996). Por lo tanto, para edificios con un periodo fundamental mayor a un segundo se debe considerar la posibilidad de abordar en el análisis los efectos de modo superior.

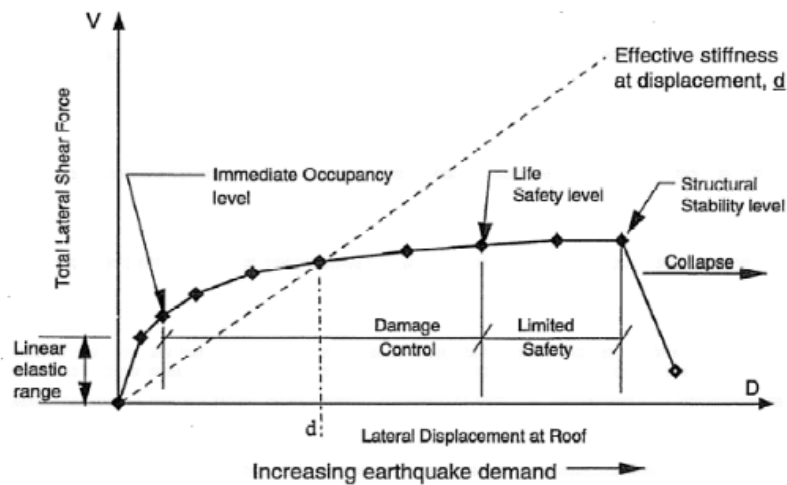


Figura 2.16 Curva de capacidad obtenida a través de un análisis de empuje incremental. (ATC-40, 1996).

Capítulo 3 – Calibración de modelos

Este capítulo demuestra la capacidad del método de análisis propuesto para simular el comportamiento de muros de concreto reforzado con diferentes geometrías, relación de aspecto, materiales, y reforzamiento. Se resumen, en una tabla comparativa las predicciones del modelo analítico en términos de resistencia y desplazamientos, con los valores experimentales obtenidos de la literatura.

3.1 Calibración de modelos de la literatura

A partir de la investigación realizada por Thomsen & Wallace (1995), se han desarrollado muchos estudios acerca de los muros estructurales que tienen como punto de partida los experimentos realizados por estos autores. Por lo tanto, el uso de sus resultados como medio de calibración son un buen referente en la literatura. El principal objetivo de su investigación consistía en evaluar la efectividad de usar un procedimiento para diseño basado en desplazamiento de muros estructurales de concreto reforzado con secciones transversales simétricas (forma rectangular) y asimétricas (para este caso, forma de T). Para la investigación realizada, ejecutaron ensayos experimentales a cuatro muros estructurales realizados a escala, el espécimen RW2 es presentando en este capítulo como medio de calibración del programa de computadora Perform3D empleado aquí.

En el reporte de Oesterle, R.G.; Fiorato, A.E.; Johal (1976) se presentan ensayos a nueve muros estructurales con el propósito de ampliar la información sobre la resistencia y capacidad de deformación de estos elementos estructurales. Su principal objetivo era determinar la capacidad de ductilidad, la resistencia de los muros y de energía de disipación bajo cargas reversibles; Además, desarrollar procedimientos de diseño para asegurar una adecuada resistencia y energía de disipación en muros de concretos usados en edificios sismo resistentes. Se optó por usar el muro R2 en la calibración, debido a que representa la configuración geométrica rectangular que se usa en Latinoamérica.

Dazio et al. (2009) realizaron un estudio experimental de seis muros delgados, con el fin de observar el comportamiento de muros estructurales típicos usados en ciudades de sismicidad moderada en Europa Central. Los especímenes presentaban acero de refuerzo con alta resistencia y baja capacidad de deformación. De este modo, para el proceso de calibración se realizó la modelación de WSH4 y WSH6, los cuales presentan la misma configuración geométrica.

Un estudio realizado por Tran & Wallace (2012) en la Universidad de California, Los Ángeles, para evaluar el desempeño de muros estructurales con diferentes relaciones de aspectos, tenía como objetivo proporcionar información de la respuesta cíclica no lineal, el comportamiento debido a la interacción flexión-cortante y la capacidad para soportar carga axial tras el inicio de la degradación de resistencia lateral. La investigación tenía una componente experimental y analítica en la que se ensayaron cinco especímenes, bajo una carga axial constante y ciclos laterales de carga. El espécimen que se tomó para calibración del modelo analítico fue el RW-A15-P10-S78, su geometría y propiedades son presentadas más adelante.

Segura (2017) llevo a cabo una investigación en donde realizó ensayos experimentales a siete especímenes con diferentes tipos de diseño bajo las disposiciones de ACI 318. La primera fase de ensayos del WP1-WP4 fue desarrollada para identificar deficiencias en las normativas actuales y en la segunda fase, WP5-WP7, los muros fueron diseñados con secciones de mayor espesor y con un mejor detallado de refuerzo en los bordes, con el fin de obtener una mayor estabilidad a compresión e indicar que puede ser necesario modificar los requisitos de espesores mínimos del ACI 318-14. Para la validación analítica, se tomó el muro WP1, efectuando un análisis de respuesta global y local del espécimen.

Para cada uno de los especímenes, se realizó un modelo en Perform-3D para comparar la respuesta experimental con la analítica, por esta razón, se tomó la información correspondiente de cada muro para la modelación. Se tuvo en cuenta la geometría, las propiedades de los materiales y el patrón de cargas.

La modelación de estos especímenes fue desarrollada utilizando el elemento tipo muro de corte (*shear-wall element*) los cuales van a estar conformados por modelos de fibras que discretizan la sección transversal dependiendo de los materiales, concreto (inconfinado o confinado) y acero de refuerzo. Se implementaron modelos no lineales uniaxiales para el concreto y el acero, definidos por la envolvente de su ley. Como se observa en la **Figura 2.10**, se define la envolvente para la curva de esfuerzo-deformación, denominada como “YURLX”, que puede representar una envolvente trilineal con o sin pérdida de resistencia.

La calibración de los materiales va a depender de los valores reportados en las investigaciones de cada especímenes y recomendaciones de la literatura. Todos los análisis que se realizaron fueron cíclicos y constan del perfil de desplazamiento del protocolo de carga.

3.1.1 Caso de estudio: Thomsen and Wallace (1995) – Espécimen RW2

El espécimen RW2 tiene como configuración un muro rectangular con las siguientes dimensiones, altura = 3650 mm (144 in), longitud = 1200 mm (48 in) y espesor = 100 mm (4 in). La relación de luz de corte versus profundidad efectiva M/VL_w es igual a 3. La relación de carga axial aplicada fue aproximadamente 7% de $A_g f'_c$, donde A_g es el área bruta de la sección rectangular y f'_c es la resistencia del concreto confinada. El muro ensayado tiene una escala de uno a cuatro (1:4), aproximadamente de la representación del prototipo. La sección transversal con la configuración de refuerzo del espécimen se muestra en la **Figura 3.1**.

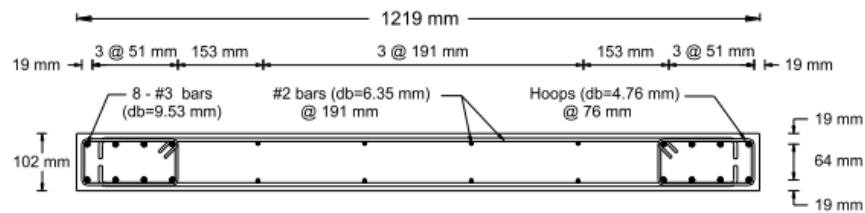


Figura 3.1 Detallado y refuerzo del espécimen RW2 (Thomsen & Wallace, 1995)

El acero vertical de los elementos de borde del muro consistía en 8 barras No.3 ($A_b = 71 \text{ mm}^2$; 0.11 in^2), mientras que el refuerzo en el alma fue distribuido uniformemente en dos capas de barras No.2 ($A_b = 31.67 \text{ mm}^2$; 0.049 in^2) espaciadas cada 191 mm (7.5 in) en cada dirección.

La resistencia a la compresión del concreto (f'_c) en el momento del ensayo oscilaba entre 4156 a 8462 psi (28.7 a 58.4 MPa), con una resistencia del concreto promedio a la altura del primer piso de 5471 psi (37.7 MPa). Por otro lado, el refuerzo empleado en los elementos de borde que constaba de barras de diámetro No.3 presentaron un comportamiento típico de acero Grado 60 (414 MPa) y las barras en el alma del muro tuvieron un comportamiento distinto donde presentaron un esfuerzo de fluencia aproximadamente de 65 ksi (448 MPa). Las relaciones de esfuerzo-deformación medidas experimentales, fueron obtenidas a partir de los cilindros de concreto y ensayos de tracción en las barras de refuerzo, se presentan en la **Figura 3.2**.

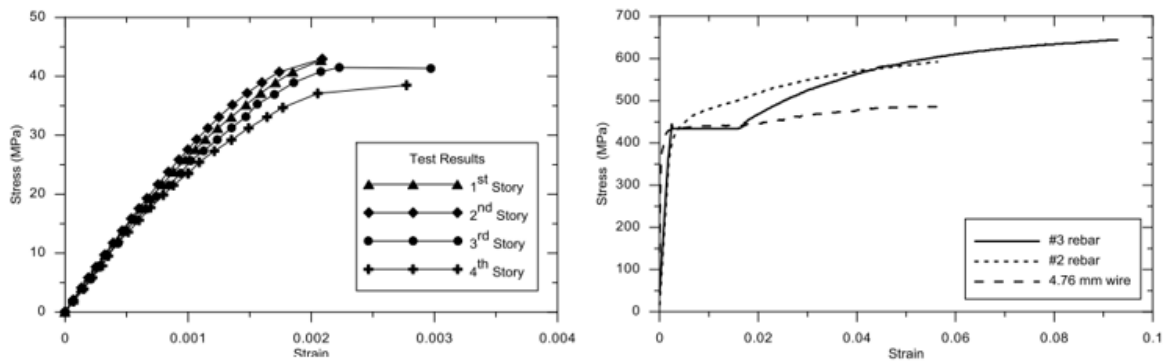
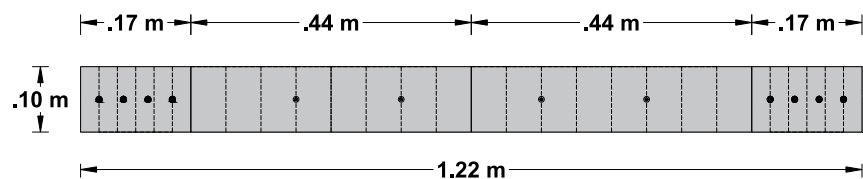


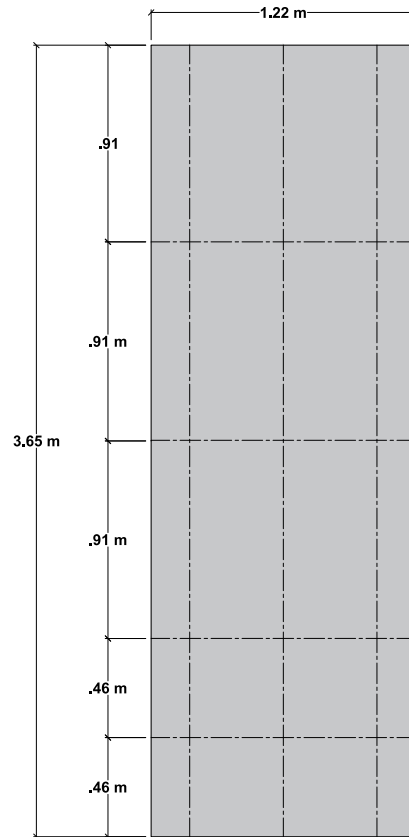
Figura 3.2 Propiedades mecánicas del concreto y del acero, para el espécimen RW2 (Thomsen & Wallace, 1995).

De acuerdo con las pruebas realizadas en el muro RW2, Thomsen y Wallace (1995) analizaron el comportamiento del espécimen, el cual presentó una pérdida de rigidez durante el primer ciclo a 0.75% de deriva lateral debido a la fluencia de las barras de refuerzo ubicadas en el elemento de borde, y al completar dos ciclos a 2.5% de deriva lateral el espécimen experimentó una pérdida de capacidad causado por el pandeo de las barras de refuerzo.

La sección transversal del modelo analítico fue discretizada por medio de cuatro secciones (4) con ocho (8) fibras de concreto y dos (2) fibras de acero para las secciones grandes, mientras que para las pequeñas se reparte en seis (6) fibras de concreto y cuatro (4) fibras de acero, las cuales están definidas a lo largo del muro, como se observa en la **Figura 3.3**. A lo largo de la altura del muro se desarrolló la discretización de cuatro (4) elementos con la misma longitud de alto, el primer elemento se dividió en dos partes de igual tamaño.



(a) Discretización de sección transversal.



(b) Discretización vertical.

Figura 3.3 Discretización (a) Sección transversal y (b) Vertical del RW2. (Elaboración propia).

La **Figura 3.4** proporciona la comparación de la respuesta experimental y analítica de carga lateral frente al desplazamiento en la parte superior del muro. Se observa que el modelo analítico sobrestima la rigidez inicial en comparación del experimental, la capacidad de fluencia es sobrestimada un 8%, mientras que carga lateral máxima es sobrestimada aproximadamente 5% en la dirección negativa o positiva. La forma general de los bucles histeréticos son representados de buena manera, aunque estos modelos se caracterizan por la ausencia de degradación de la resistencia cíclica, debido a la simplificación de los materiales implementados en el software y las características del “pinching” que está sobrestimado.

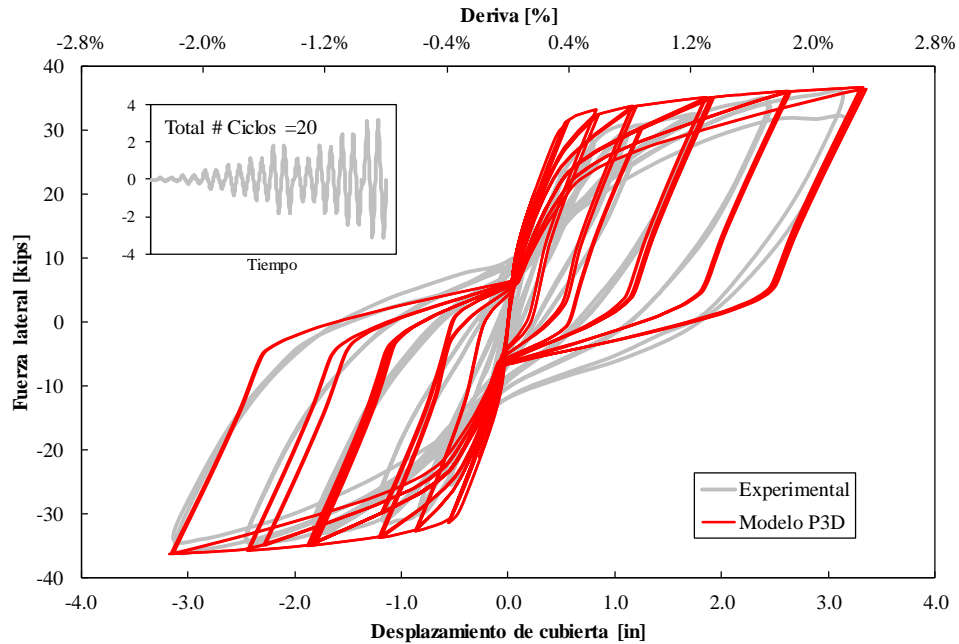


Figura 3.4 Curva histeretica, muro RW2. (Elaboración propia).

En la **Figura 3.5** se compara el perfil vertical del desplazamiento lateral total medido de manera experimental y calculado analíticamente para diferentes niveles de deriva (positiva y negativa), los cuales corresponden a 0.5%, 1.0% y 2.5%. Cabe resaltar, que el perfil de desplazamiento vertical se obtuvo de acuerdo con la discretización del muro el cual está basado en la ubicación de la instrumentación utilizada para medir el perfil, por lo tanto, los perfiles de desplazamiento experimental y analítico se obtuvieron a niveles de altura de 914 mm (36 pulg.), 1829 mm (72 pulg.), 2743 mm (108 pulg.) y 3658 mm (144 pulg.) sobre la base del muro. Se muestra que el resultado analítico describe adecuadamente la respuesta experimental.

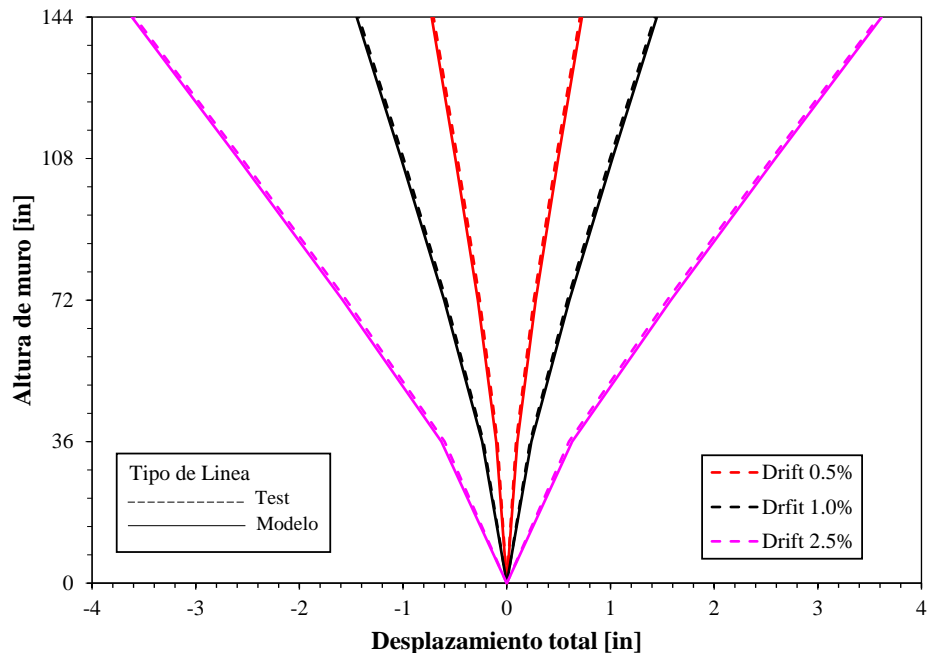


Figura 3.5 Perfil de desplazamiento en altura del muro RW2. (Elaboración propia).

A nivel de demanda local se observan grandes diferencias entre lo simulado y lo experimental. Por ejemplo, en la **Figura 3.6** se presenta la distribución de la deformación del concreto en la base. Las deformaciones del concreto son medidas experimentalmente a través de transductores lineales (en inglés, Linear variable differential transducers “LVDT”), bajo desplazamientos positivos y negativos. Las medidas tomadas proporcionan un valor medio de deformación por medio de los LVDT en una longitud de calibración (en inglés, gauge length) de 229 mm (9 in.) cerca de la base del muro. En la **Figura 3.6** se observa la distribución de deformación capturada de modo experimental y analítico en el máximo valor de desplazamiento para el primer ciclo de cada nivel de deriva aplicado en el ensayo. Los resultados expuestos en la **Figura 3.6** muestran que el modelo analítico predice de manera adecuada las mediciones en el centro del alma, sin embargo, las deformaciones en los extremos del muro son sobre estimadas en tensión (30% en promedio) y subestimada en compresión (60% en promedio). Esto se debe a que el modelo de Perform-3D se apeg a la hipótesis de Euler-Bernoulli de secciones planas, mientras que los resultados experimentales demuestran que la distribución de deformaciones normales no es lineal, y se reducen en gran medida en la porción traccionada.

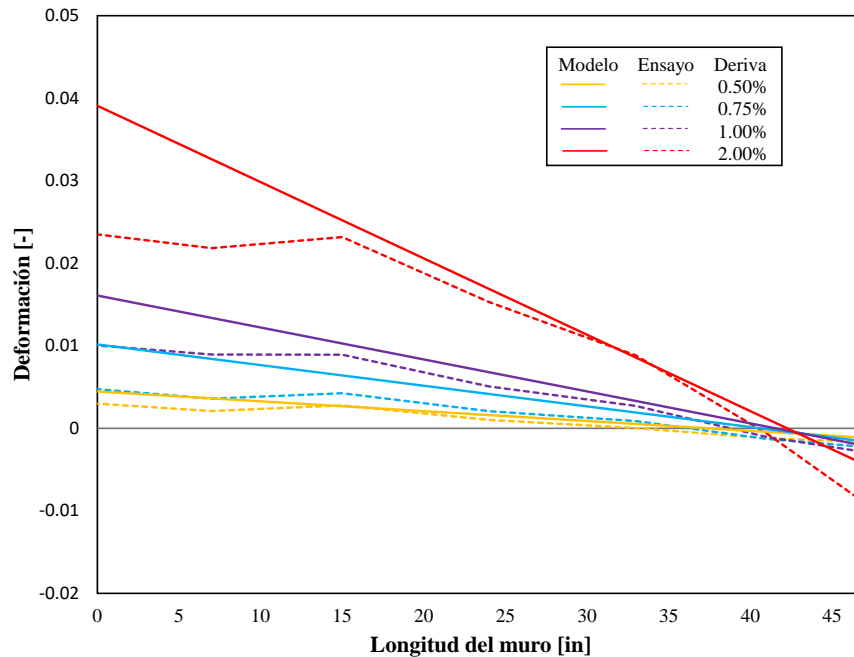


Figura 3.6 Muro RW2, medición de la deformación experimental frente a la predicción del modelo analítico.

La **Figura 3.7** compara la rotación correspondiente a los niveles máximos de deriva en direcciones positivas y negativas obtenidas a lo largo de la altura del primer piso. Los resultados experimentales de la rotación se calcularon a partir de la deformación vertical del primer piso medidas por medio de los transductores ubicados en los extremos del muro. Por otro lado, los resultados analíticos observados en la figura indican que la rotación en el primer piso es sobrestimada aproximadamente en un 28%.

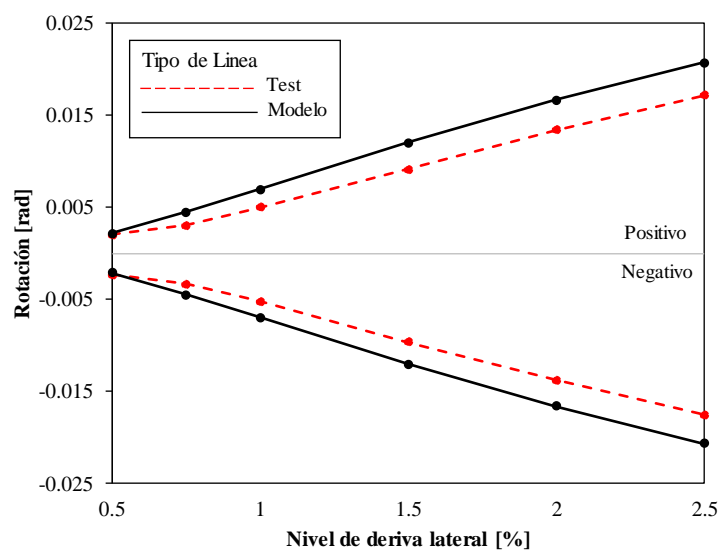


Figura 3.7 Comparación de la rotación en la base experimental frente a analítica, muro RW2.

3.1.2 Caso de estudio: Dazio et al. (2009) – Espécimen WSH4 y WSH6

Para el muro WSH4 las dimensiones se presentan a continuación, altura = 4520 mm (178.0 in), ancho = 2000 mm (79.0 in) y espesor = 150 mm (6.0 in). La relación de luz de corte versus profundidad efectiva M/VL_w es igual a 2.26, y la escala en la que se realizó el espécimen es de uno a tres (1:3) la cual representa de manera apropiada el prototipo. Por otro lado, el nivel de carga axial aproximado al cual fue sometido el muro es de 0.057 de $A_g f'_c$.

La configuración del acero de refuerzo del espécimen, indica que el alma del muro tiene 22 barras longitudinales con diámetro de 8 mm ($A_b = 50.3 \text{ mm}^2$; 0.078 in^2), mientras que los elementos de borde contemplan cada uno 6 barras con diámetro de 12 mm ($A_b = 113 \text{ mm}^2$; 0.175 in^2). Además, se presenta el comportamiento del material de refuerzo, el cual tiene un esfuerzo de fluencia promedio de 84 ksi (583.7 MPa) y de 83 ksi (576.0 MPa) respectivamente. Todos los valores son valores promedios obtenidos de ensayos a tensión en espécimen con longitud de 750 mm. La sección transversal con la configuración de refuerzo del espécimen se muestra en la **Figura 3.8**.

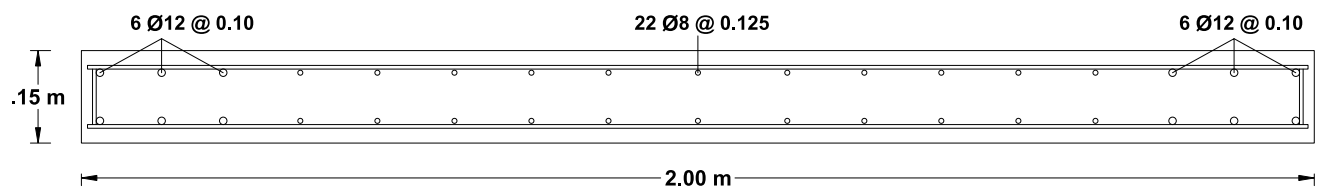
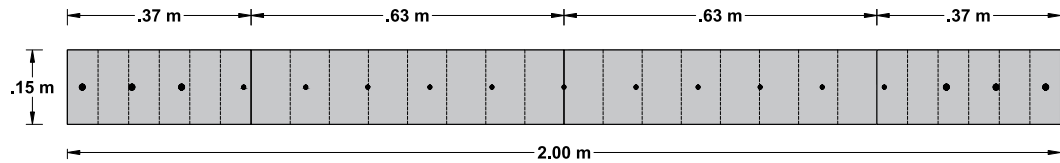


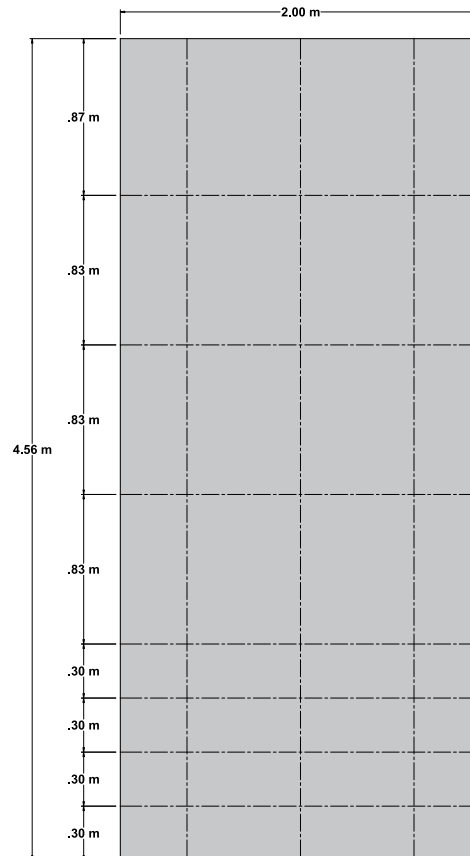
Figura 3.8 Detallado y refuerzo del espécimen WSH4. (Dazio et al.,2009).

Por otro lado, las propiedades mecánicas del concreto se obtuvieron a partir de ensayos a especímenes de cilindro con diámetro de 150 mm y altura de 300 mm, lo cual indicó que la resistencia de concreto para el muro es de 6613 psi (45.6 MPa) y su módulo de elasticidad E_c de 36.9 GPa.

La sección transversal del modelo analítico fue discretizada por medio de cuatro secciones (4) con ocho (8) fibras de concreto y dos (2) fibras de acero para las secciones grandes, mientras que para las pequeñas se reparte en seis (6) fibras de concreto y cuatro (4) fibras de acero, las cuales están definidas a lo largo del muro, como se observa en la **Figura 3.9**. A lo largo de la altura del muro se desarrolló la discretización de cinco (5) elementos con la misma longitud de alto, el primer elemento se dividió en cuatro partes iguales.



(a) Discretización de sección transversal.



(b) Discretización vertical.

Figura 3.9 Discretización (a) Sección transversal y (b) Vertical del WHS4. (Elaboración propia).

La **Figura 3.10** proporciona la comparación de la respuesta experimental y analítica de carga lateral frente al desplazamiento en la parte superior del muro. Se observa que el modelo analítico logra capturar la rigidez inicial de la curva y los bucles histeréticos en los ciclos acorde al perfil de desplazamiento, la capacidad de fluencia es sobrestimada un 2%, similar a la capacidad última.

Para WHS4 se observó el inicio del descascaramiento del concreto a una deriva del 1.02%, como el refuerzo longitudinal no estaba estabilizado por estribos, el efecto de pandeo de las barras comenzó simultáneamente con el descascaramiento del concreto. La primera barra con pandeo fue visible a una deriva de 1.02%. En los siguientes ciclos continuo el descascaramiento del concreto,

lo que produjo una reducción de la sección de concreto en el borde del muro, y el pandeo de las barras aumento rápidamente. La caída de capacidad del muro fue causada por el aplastamiento del concreto no confinado en la zona de compresión, reduciendo la longitud efectiva del muro.

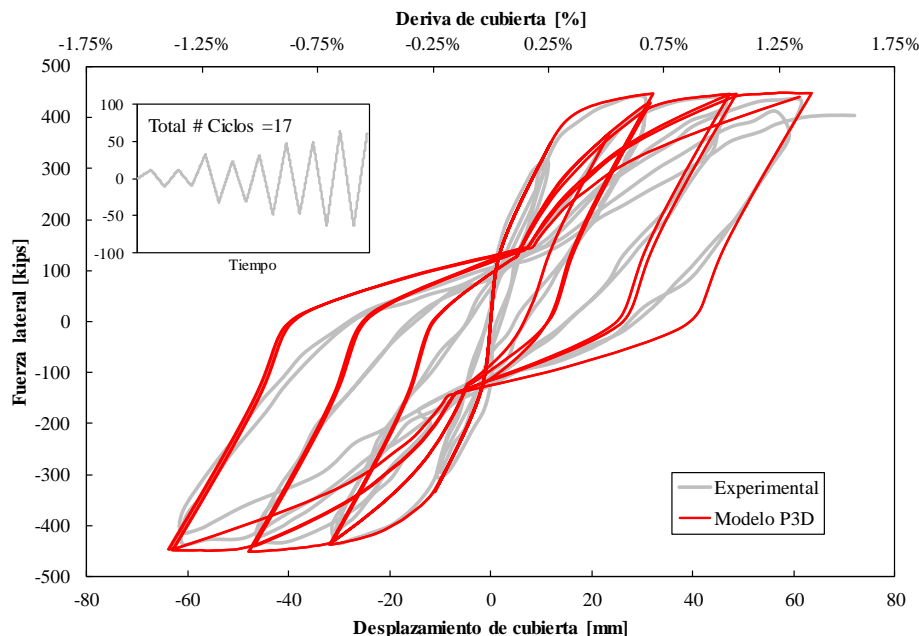


Figura 3.10 Curva histeretica, muro WSH4.

Para el muro WSH6 las dimensiones se presentan a continuación, altura = 4520 mm (178.0 in), ancho = 2000 mm (79.0 in) y espesor = 150 mm (6.0 in). La relación de luz de corte versus profundidad efectiva M/VL_w es igual a 2.26, y la escala en la que se realizó el espécimen es de uno a tres (1:3), la cual representa de manera apropiada el prototipo. Por otro lado, el nivel de carga axial aproximado al cual fue sometido el muro es de 0.10 de $A_g f'_c$.

La configuración del acero de refuerzo del espécimen, indica que el alma del muro tiene 22 barras longitudinales con diámetro de 8 mm ($A_b = 50.3 \text{ mm}^2$; 0.078 in^2), mientras que los elementos de borde contemplan cada uno 6 barras con diámetro de 12 mm ($A_b = 113 \text{ mm}^2$; 0.175 in^2). Además, se presenta el comportamiento del material de refuerzo, el cual tiene un esfuerzo de fluencia promedio de 84 ksi (583.7 MPa) y de 83 ksi (576.0 MPa) respectivamente. Todos los valores son valores promedios obtenidos de ensayos a tensión en espécimen con longitud de 750 mm. La sección transversal con la configuración de refuerzo del espécimen se muestra en la **Figura 3.11**.

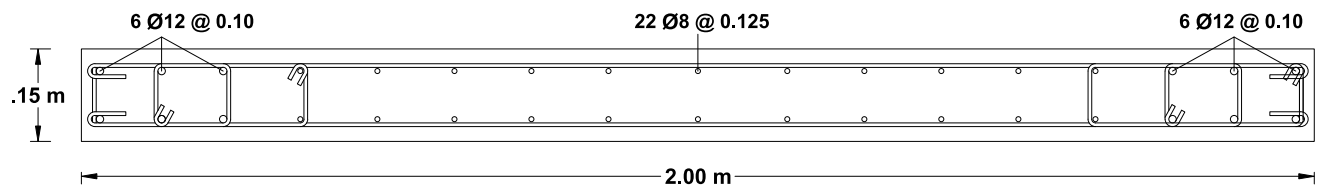
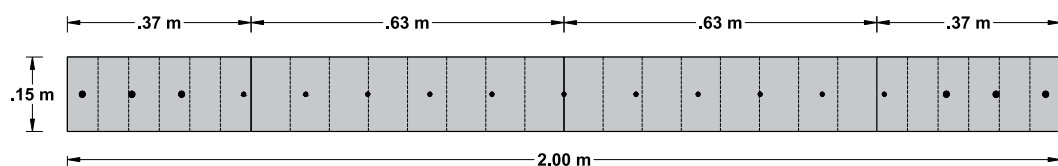


Figura 3.11 Detallado y refuerzo del espécimen WHS6. (Dazio et al.,2009).

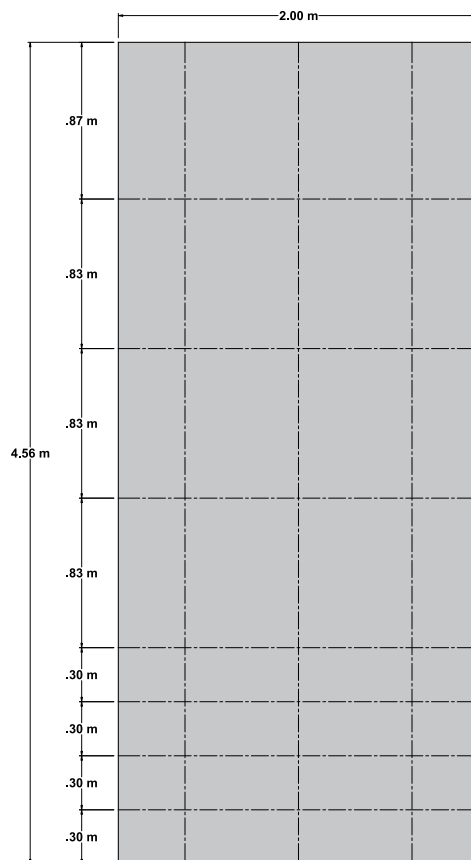
Por otro lado, las propiedades mecánicas del concreto se obtuvieron a partir de ensayos a especímenes de cilindro con diámetro de 150 mm y altura de 300 mm, lo cual indicó que la resistencia de concreto para el muro es de 6613 psi (45.6 MPa) y su módulo de elasticidad E_c de 36.9 GPa.

La sección transversal del modelo analítico fue discretizada por medio de ocho (8) fibras de concreto y ocho (8) fibras de acero, las cuales están definidas a lo largo del muro, como se observa en la **Figura 3.12**. A lo largo de la altura del muro se desarrolló la discretización de cuatro (4) elementos con la misma longitud de alto, el primer elemento se dividió en dos partes de igual tamaño para capturar de manera precisa el comportamiento del muro.

Dada la experimentación, se indicó que para el espécimen en el ensayo el concreto comienza a descascararse a un nivel de 0.57% de deriva lateral y al 0.85% las barras en las esquinas del muro son visibles, pero no se detectan signos de pandeo. Luego se evidencia, que el pandeo de las barras inicia en los ciclos de 1.70% de deriva lateral, por último, cuando alcanzó el nivel de deriva lateral de 2.11% el actuador se posiciona y carga en la dirección contraria. La falla crítica fue dada por el aplastamiento en la zona de compresión debido a la fractura de varios estribos de confinamiento.



(a) Discretización de sección transversal.



(b) Discretización vertical.

Figura 3.12 Discretización (a) Sección transversal y (b) Vertical del WHS6. (Elaboración propia).

La **Figura 3.13** muestra la comparación de la respuesta experimental y analítica de carga lateral frente al desplazamiento en la parte superior del muro. Se observa que el modelo analítico logra capturar de manera adecuada la rigidez del muro, sin embargo, la rigidez inicial es sobrestimada por el modelo analítico. La capacidad de fluencia es sobrestimada 1% en comparación con la respuesta experimental, mientras que la capacidad de carga lateral máxima es sobrestimada por aproximadamente 0.83% en la dirección negativa o positiva. Los ciclos histeréticos corresponden a los valores de perfil de desplazamiento, aunque presenta una irregularidad por la ausencia de degradación de la resistencia cíclica.

Para el WHS6, el descascaramiento inicia a una deriva pequeña del 0.57% y se hicieron visibles las barras al 0.85%, el comienzo del pandeo se produjo a una deriva de 1.70%. La capacidad del muro comenzó a caer a una deriva del 1.87%. En la dirección positiva el estado del muro era crítico a un nivel de deriva de 2.11%, pero debido al protocolo de carga no alcanza un valor mayor donde se cree que hubiese fallado. Sin embargo, al empujarlo de manera invertida en

la dirección negativa se presentó una caída debido a la falla causada por el aplastamiento del concreto en la zona de compresión debido a la fractura de varios estribos de confinamiento a un nivel de deriva de 1.93%.

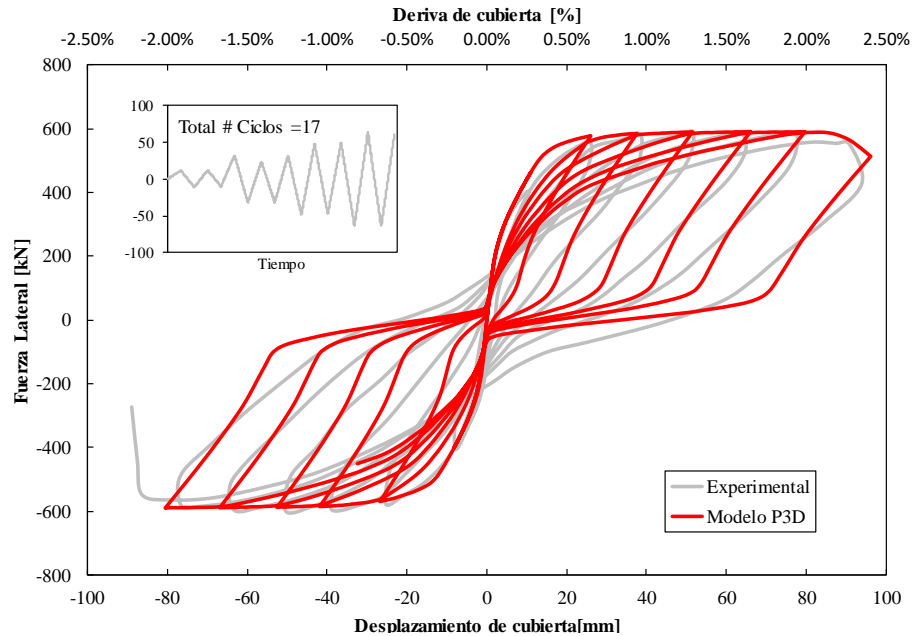


Figura 3.13 Curva histerética, muro WSH6.

En la **Figura 3.14** se compara el perfil vertical del desplazamiento lateral total medido de manera experimental y calculado analíticamente para diferentes niveles de deriva (positiva y negativa), los cuales corresponden a 0.21%, 0.57%, 1.10% y 1.70%. Aunque el comportamiento del perfil de desplazamiento experimental es similar analítico, el modelo presenta una pequeña variación en la parte inferior en comparación con el desplazamiento medido en la parte superior del muro, lo que indica que el modelo captura de manera aceptable el desplazamiento lateral.

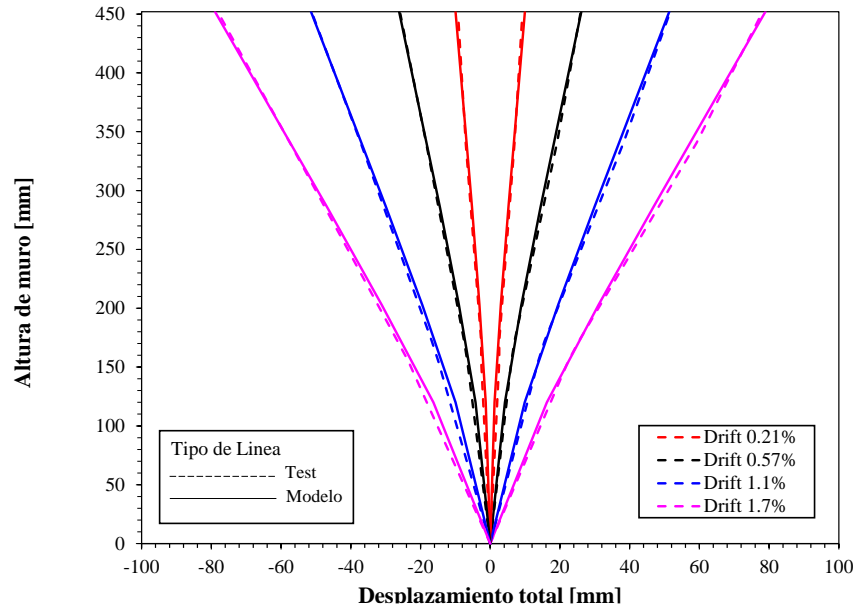


Figura 3.14 Perfil de desplazamiento en altura del muro WSH6.

3.1.3 Caso de estudio: Segura (2017) – Espécimen WP1

El espécimen ensayado WP1, tiene una altura = 2134 mm (84 in.), longitud = 2286 mm (90 in.) y un espesor = 152 mm (6 in.). La relación de luz de corte versus profundidad efectiva M/VL_w es igual a 3.75. El muro fue diseñado con una base de fundación para conectarse al suelo del laboratorio y una cubierta para aplicar las cargas de actuador en la parte superior. La relación de carga axial aplicada fue aproximadamente 10% de $A_g f'_c$. La sección transversal y detalles del refuerzo de acero del espécimen es mostrado en la **Figura 3.15**.

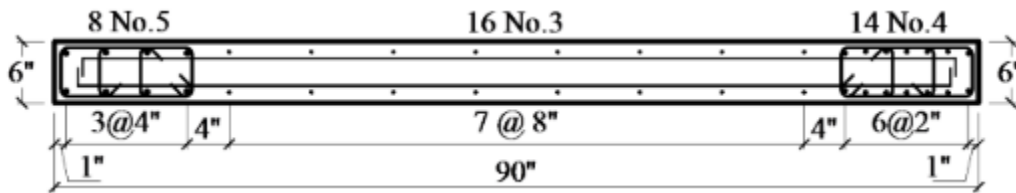


Figura 3.15 Detallado y refuerzo del espécimen WP1 (Segura, 2017).

El acero vertical de los elementos de borde del muro consistía en 8 barras No.5 ($A_b = 199 \text{ mm}^2$; 0.31 in^2) con una cuantía de $\rho_B = 2.92\%$ y 14 No.4 ($A_b = 129 \text{ mm}^2$; 0.20 in^2) para el otro elemento de borde que tiene una cuantía de $\rho_B = 3.27\%$, mientras que el refuerzo en el alma fue distribuido uniformemente en dos capas de barras No.3 ($A_b = 71.0 \text{ mm}^2$; 0.11 in^2) espaciadas cada 203 mm (8 in.) en cada dirección.

La resistencia promedio del concreto fue de 5000 psi (34.5 MPa) obtenida a partir de pruebas a cilindros de concreto de 152 mm x 305 mm (6 in. x 12 in.) y se especificó un acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia de 60 ksi (414 MPa), para ambos especímenes.

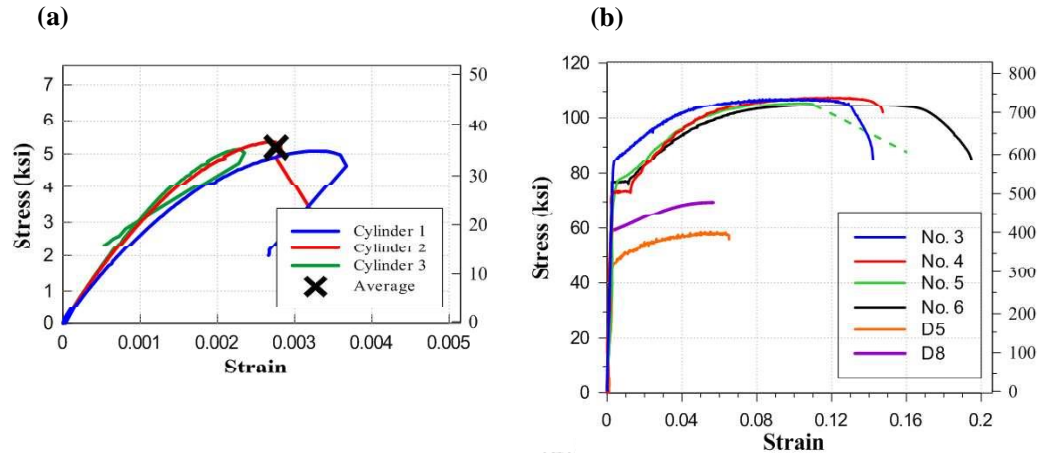
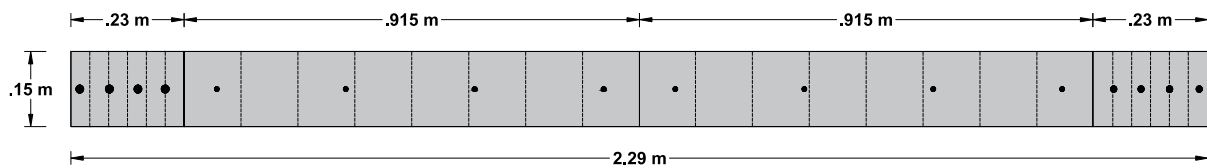
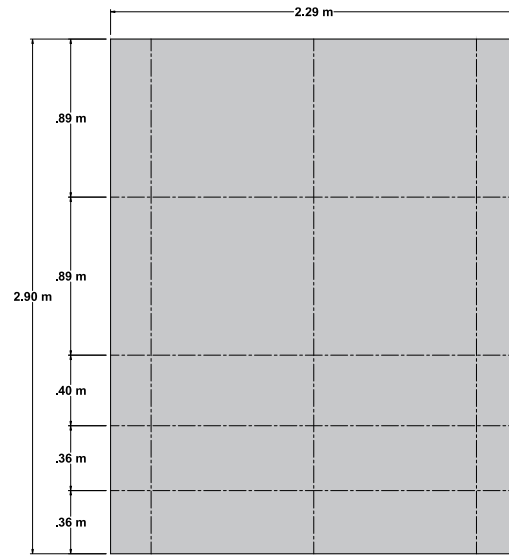


Figura 3.16 Propiedades mecánicas de (a) concreto y (b) acero, para el espécimen WP1 (Segura, 2017).

La sección transversal del modelo analítico fue discretizada por medio de ocho (8) fibras de concreto y ocho (8) fibras de acero, las cuales están definidas a lo largo del muro, como se observa en la **Figura 3.17**. A lo largo de la altura del muro se desarrolló la discretización de cuatro (4) elementos con diferentes alturas, el primer elemento se dividió en dos partes de igual tamaño para capturar de manera precisa el comportamiento del muro.



(a) Discretización de sección transversal.



(b) Discretización vertical.

Figura 3.17 Discretización (a) Sección transversal y (b) Vertical del WP1. (Elaboración propia).

La **Figura 3.18** indica la comparación de la respuesta experimental y analítica de carga lateral frente al desplazamiento en la parte superior del muro. Se observa que el modelo analítico subestima la capacidad y deformación a fluencia un 3%, además de sobrestimar la rigidez inicial. La capacidad máxima es sobrestimada por un 2% por el modelo analítico, sin embargo, no se logra capturar la degradación cíclica de los bucles.

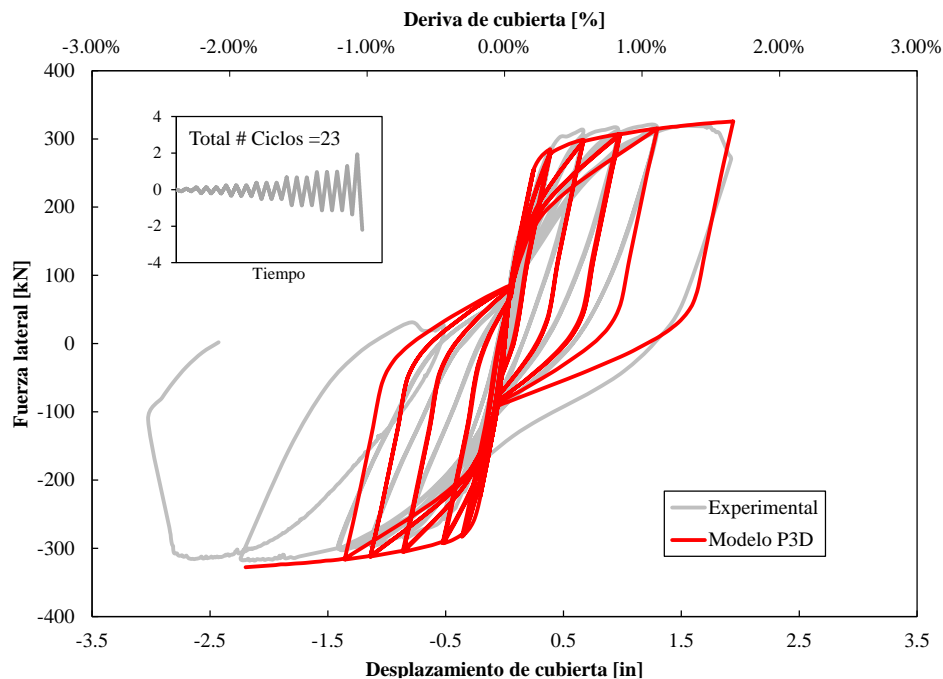


Figura 3.18 Curva Histeretica, muro WP1.

Los resultados experimentales indica que, para el WP1, la primera grieta del concreto por flexión en el lado positivo se observó en una rotación de 0.05% y en el elemento de borde negativo en la rotación de -0.057%. El momento de volcamiento de la base se calculó cuando se observaron por primera vez las fisuras por flexión y fue el 41% de la resistencia a la flexión nominal en ambas direcciones de carga. Por otro lado, el espécimen completó tres ciclos a $\pm 1.0\%$ de rotación sin pérdida de resistencia. La máxima resistencia lateral en la dirección positiva de carga fue medida en +1.26% durante el primer ciclo de rotación de 1.5%, y equivale a 1.07 veces la resistencia nominal a flexión (M_n). La falla causó una caída casi instantánea en la capacidad entre aproximadamente el 85% y 10% de la capacidad máxima, y el daño del espécimen se concentró en los primeros 356 mm (14 in.) de altura o aproximadamente a un-sexto de la altura del muro.

3.1.4 Caso de estudio: Tran and Wallace (2012) – Espécimen RW-A15-P10-S78

El espécimen RW-A15-P10-S78 tiene como configuración un muro rectangular con las siguientes dimensiones, altura = 1830 mm (72 in), ancho = 1220 mm (48 in) y espesor = 150 mm (6 in). La relación de luz de corte versus profundidad efectiva M/VL_w es igual a 1.50. La relación de carga axial aplicada fue aproximadamente 10% de $A_g f'_c$, donde A_g es el área bruta de la sección rectangular y f'_c es la resistencia del concreto confinada. El muro ensayado tiene una escala de uno a dos (1:2), aproximadamente de la representación del prototipo. La sección transversal con la configuración de refuerzo del espécimen se muestra en la **Figura 3.19**

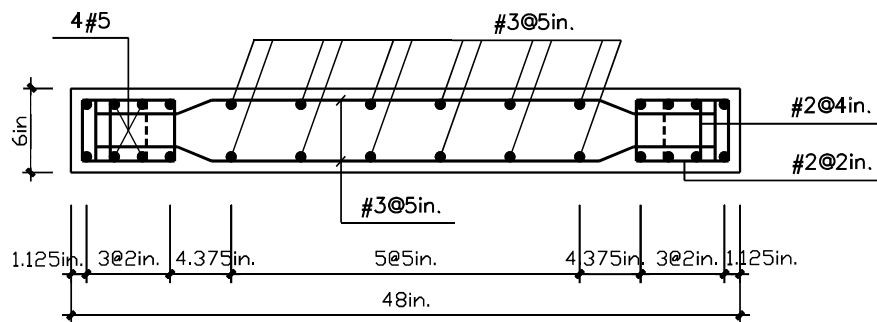


Figura 3.19 Detallado y refuerzo del espécimen RW-A15-P10-S78 (Tran & Wallace, 2012)

El acero vertical de los elementos de borde del muro consistía en 8 barras, 4 No.5 ($A_b = 199 \text{ mm}^2$; 0.31 in^2) y 4 No.6 ($A_b = 284 \text{ mm}^2$; 0.44 in^2) mientras que el refuerzo en el alma fue distribuido uniformemente en dos capas de barras No.3 ($A_b = 71 \text{ mm}^2$; 0.11 in^2) espaciadas cada 125 mm (5 in) en cada dirección.

La resistencia a la compresión del concreto (f'_c) en el momento del ensayo oscilaba entre 6961 a 8122 psi (48 a 56 MPa), con una resistencia del concreto promedio de 8093 psi (55.8 MPa). Por otro lado, el refuerzo empleado en los elementos de borde que constaba de barras de diámetro No.5 y No.6 presentaron un comportamiento típico de acero Grado 60 (414 MPa) y las barras en el alma del muro tuvieron un comportamiento distinto donde presentaron un esfuerzo de fluencia aproximadamente de 60 ksi (414 MPa). Las relaciones de esfuerzo-deformación medidas experimentales, fueron obtenidas a partir de los cilindros de concreto y ensayos de tracción en las barras de refuerzo, se presentan en la **Figura 3.20**.

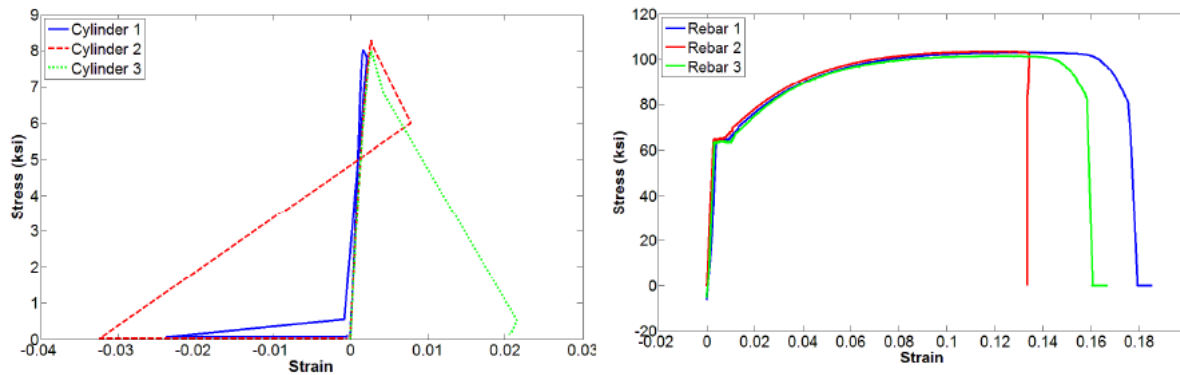
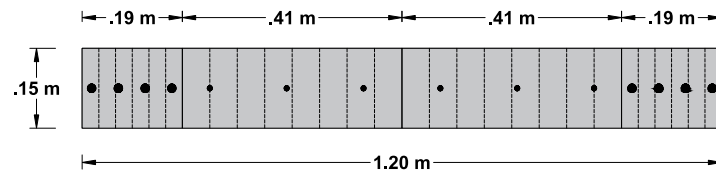
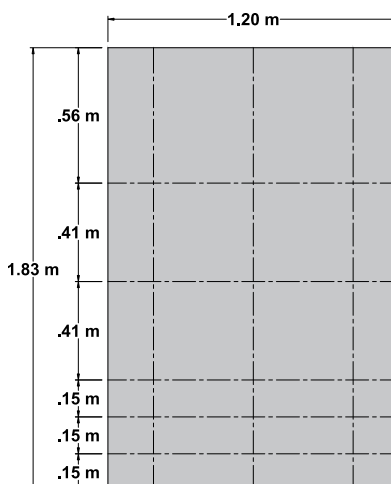


Figura 3.20 Propiedades mecánicas del concreto y del acero, para RW-A15-P10-S78 (Tran & Wallace, 2012),

La sección transversal del modelo analítico fue discretizada por medio de ocho (8) fibras de concreto y ocho (8) fibras de acero, las cuales están definidas a lo largo del muro, como se observa en la **Figura 3.21**. A lo largo de la altura del muro se desarrolló la discretización de cuatro (4) elementos con diferente altura, el primer elemento se dividió en tres partes de igual tamaño para capturar de manera precisa el comportamiento del muro.



(a) Discretización de sección transversal.



(b) Discretización vertical.

Figura 3.21 Discretización (a) Sección transversal y (b) Vertical del RW-A15-P10-S78. (Elaboración propia).

La **Figura 3.22** señala la comparación de la respuesta experimental y analítica de carga lateral frente al desplazamiento en la parte superior del muro. Se observa que el modelo analítico logra capturar de manera adecuada la rigidez del muro y la capacidad de carga lateral bajo un protocolo de desplazamiento, la carga lateral es sobrestimada por aproximadamente 12% en la dirección negativa o positiva.

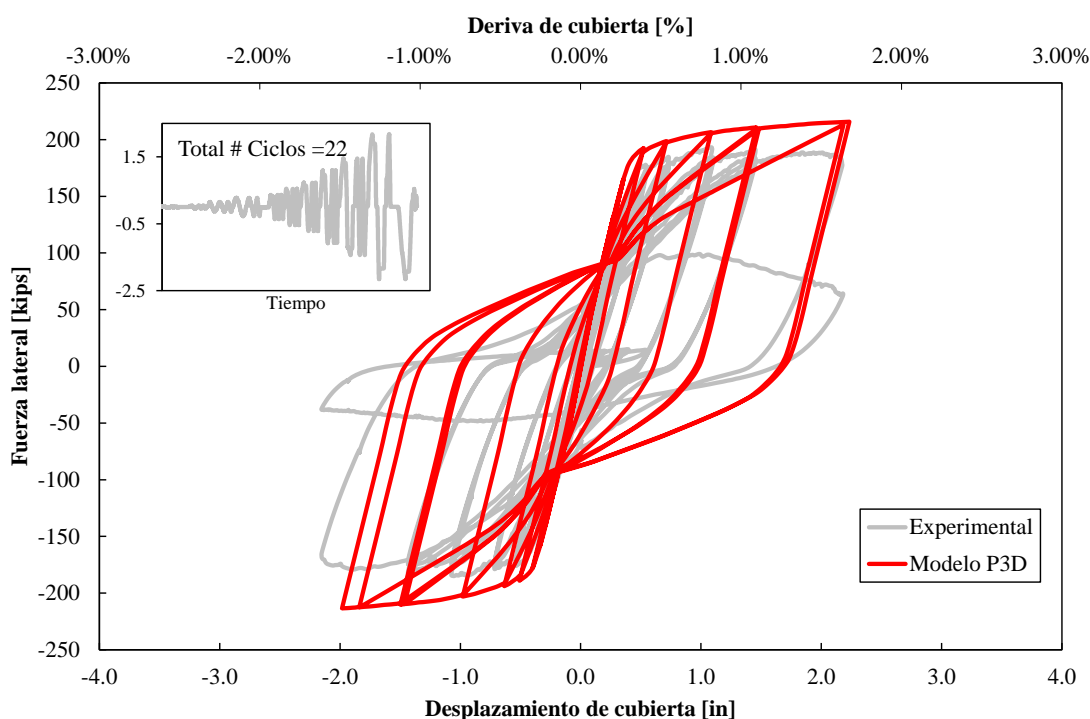


Figura 3.22 Curva histerética, muro RW-A15-P10-S78.

Para el muro RW-A15-P10-S78 se observó que la primera fluencia del refuerzo se presentó en una deriva positiva de 0.67% y negativa 0.58%, para una deriva del 1.0% aparece una grieta en la interfaz de muro-fundación. El descascaramiento del concreto se presentó a una deriva de 1.5%, luego a una deriva del 3.0% se observó un deslizamiento por cortante seguido de un pandeo fuera del plano, debido a lo anterior el muro perdió cerca de dos-tercios de su fuerza lateral máxima. Cuando se invirtió la carga, se produjo un pandeo fuera del plano del muro y la capacidad de carga lateral descendió a solo el 20% de la carga lateral máxima. El pico máximo de carga se presentó aproximadamente a 200 kips en el sentido positivo y 185 kips en la dirección negativa, se midió para ambos casos con una deriva lateral de 1.50% para carga positiva y negativa.

3.1.5 Caso de estudio: Oesterle et al. (1976) – Espécimen R2

De los muros ensayados, el espécimen denominado R2 fue considerado para la calibración y sus dimensiones son, altura = 4520 mm (178.0 in), ancho = 2000 mm (79.0 in) y espesor = 150 mm (6.0 in).

Los elementos de borde tienen como acero de refuerzo 6 barras No.4 ($A_b = 71 \text{ mm}^2$; 0.11 in^2), y el alma presenta barras laminadas en caliente con diámetro de 6 mm ($A_b = 71 \text{ mm}^2$; 0.11 in^2), con un esfuerzo a la fluencia de 65.3 ksi (450 MPa) y 77.6 ksi (535 MPa), respectivamente. Cabe resaltar, que las barras laminadas presentan propiedades similares al acero Grado 60. La sección transversal con la configuración de refuerzo del espécimen se muestra en la **Figura 3.23**.

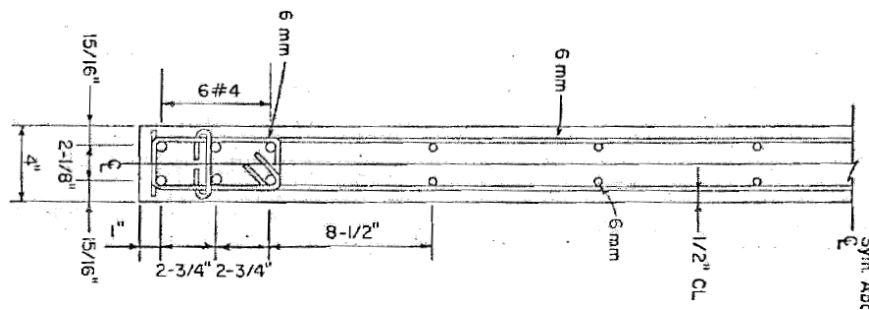


Figura 3.23 Detallado y refuerzo del espécimen R2 (Oesterle et al., 1976).

La resistencia de concreto para el muro es de 6735 psi (46.4 MPa) y su módulo de elasticidad E_c de 26.8 GPa, los valores fueron obtenidos a través de pruebas a cilindros de concreto. Las relaciones de esfuerzo-deformación medidas experimentales, fueron obtenidas a partir de los

cilindros de concreto y ensayos de tracción en las barras de refuerzo, se presentan en la **Figura 3.24**.

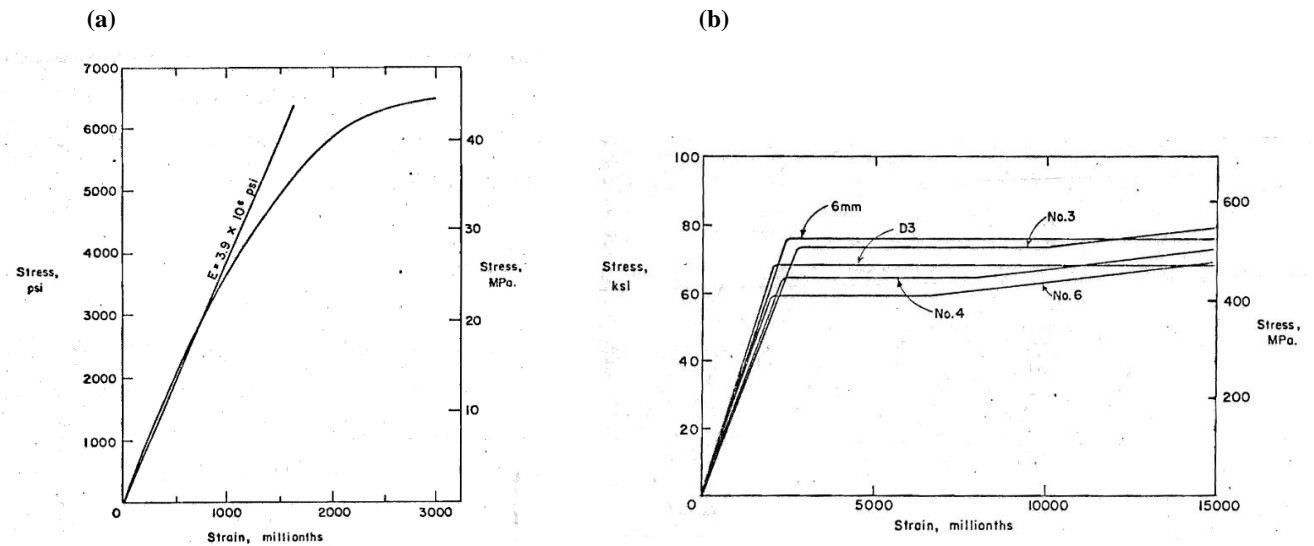
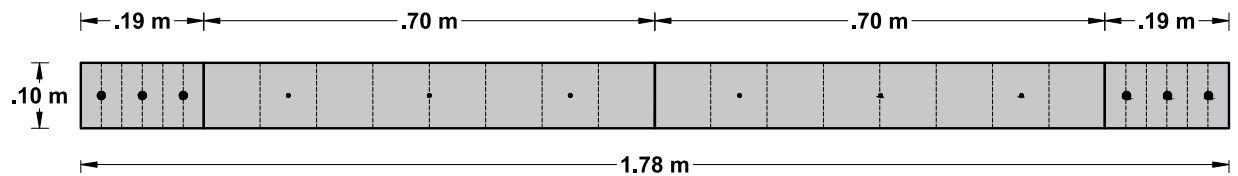
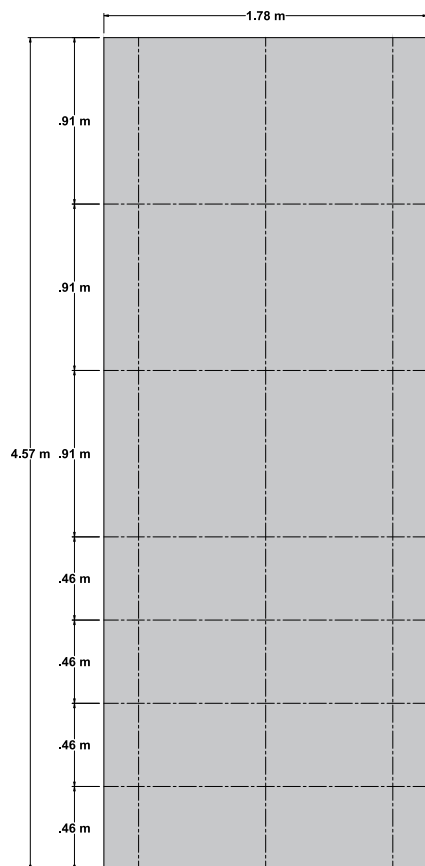


Figura 3.24 Propiedades mecánicas de (a) el concreto y (b) el acero, para el espécimen R2 (Oesterle et al., 1976).

La sección transversal del modelo analítico fue discretizada por medio de ocho (8) fibras de concreto y ocho (8) fibras de acero, las cuales están definidas a lo largo del muro, como se observa en la **Figura 3.25**. A lo largo de la altura del muro se desarrolló la discretización de cuatro (4) elementos con la misma longitud de alto, el primer elemento se dividió en dos partes de igual tamaño para capturar de manera precisa el comportamiento del muro.



(a) Discretización de sección transversal.



(b) Discretización vertical.

Figura 3.25 Discretización (a) Sección transversal y (b) Vertical del espécimen R2. (Elaboración propia).

La **Figura 3.26** muestra la comparación de la respuesta experimental y analítica de carga lateral frente al desplazamiento en la parte superior del muro. Se observa que el modelo analítico logra capturar de manera adecuada la rigidez del muro y la capacidad de carga lateral bajo un protocolo de desplazamiento; la carga lateral es subestimada por aproximadamente 20% en la dirección negativa o positiva. Cabe resaltar, que este muro tuvo pérdida significativa de capacidad en ciclos posteriores al máximo valor de cortante y el modelo analítico no pudo capturar este comportamiento debido al efecto de pandeo del muro en ciclos posteriores.

Para el muro R2, se presentó la fluencia de barras en una deriva de 0.50% y a una carga de 37 kips, a este mismo nivel se presenta un descascaramiento de menor tamaño mientras que las grietas comienzan a crecer a lo largo del alma del muro. La primera indicación de aplastamiento del concreto en la base del muro se presenta aproximadamente a una deriva del 1.2%. Luego, a una deriva del 1.70% se presenta una inclinación debido a la compresión y se presenta una deflexión fuera del plano en el elemento de borde alrededor de la base. Se observó

aproximadamente en una deriva del 2.5% un considerable descascaramiento a lo largo del alma, además de la apertura de los estribos horizontales.

En una deriva de 3.40% se presenta la primera ruptura de barra y un mayor desplazamiento fuera del plano en las zonas de compresión. En ciclos posteriores se produjo una considerable pérdida del concreto y la capacidad de carga disminuye en gran medida

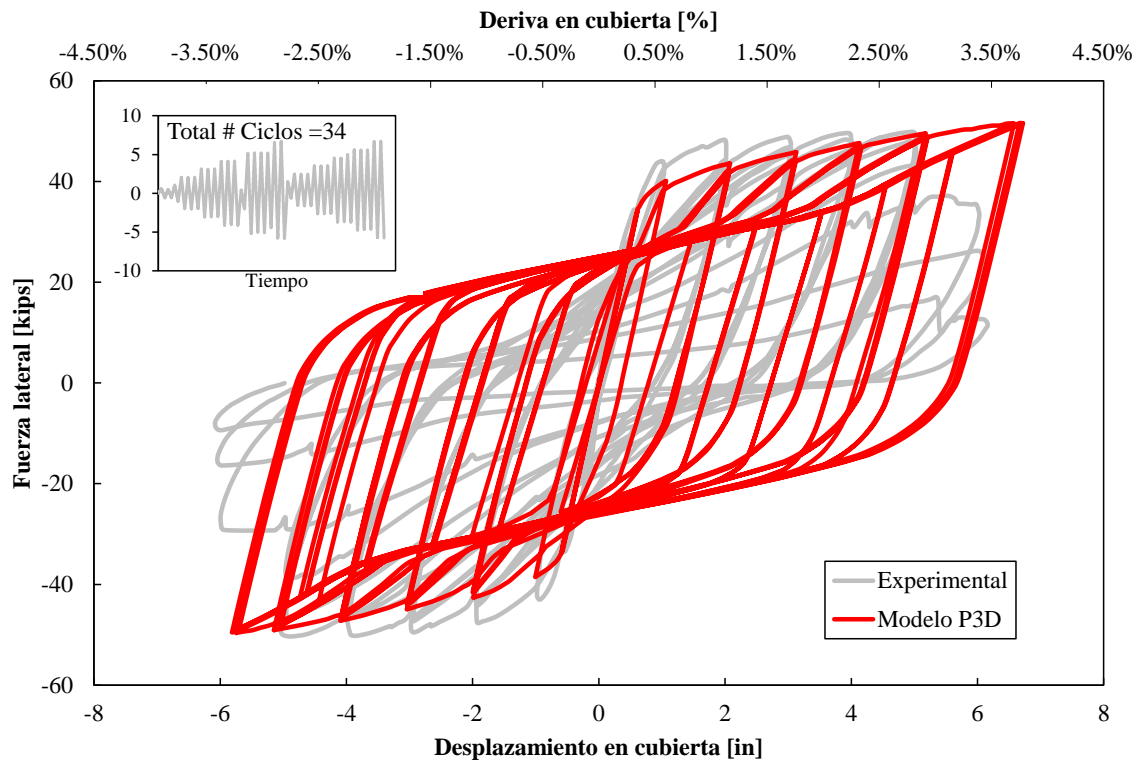


Figura 3.26 Curva histeretica, muro R2.

3.1.6 Resumen de los resultados de la calibración inicial

Los resultados de la modelación analítica se evaluaron sobre la base de exactitud y precisión con que se simularon la máxima resistencia y la capacidad de desplazamiento. Estas cantidades de respuesta se definen de la siguiente manera: i) Resistencia máxima se define por el máximo valor de cortante en el base alcanzado en cualquier dirección de carga, y ii) La capacidad de desplazamiento se define como el desplazamiento en el punto de la carga aplicada en que la resistencia cayó al 80% de la resistencia máxima. La **Tabla 12** proporciona las cantidades de respuesta para cada muro y las estadísticas del conjunto de datos.

Tabla 12 Relación entre respuesta analítica y experimental.

Muro	V _{max}	V _{max} simulado	$\frac{V_{max, sim}}{V_{max}}$
RW2	35.6	36.7	1.03
WHS4	438.7	448.8	1.02
WHS6	586.8	591.7	1.01
WP1	318.7	325.7	1.02
RW-A15	193.1	215.8	1.12
R2	49.8	51.6	1.04
Promedio			1.04
COV			0.04

3.2 Calibración de modelos experimentales en Colombia

En Colombia, se llevó a cabo un programa experimental que comprendía el ensayo de cuatro muros de concreto reforzado con características similares a la construcción práctica de edificios con muros delgados de concreto con una sola capa de refuerzo en el alma desarrollado por el Colombian Earthquake Engineering Research Network (CEER) y el Ecole Polytechnique Federale de Lausanne (EPFL). Los muros fueron ensayados bajo carga pseudo-estática cíclica, la configuración de la prueba incluye una combinación de carga, fuerza cortante y gradiente de momento de flexión que puede considerarse como la representación de la fuerza sísmica en los muros dentro de un edificio diseñado según el código en las regiones sísmicas de Colombia. El principal objetivo del programa experimental era tener información que permitiera evaluar la capacidad de deformaciones de elementos representativos de edificaciones construidas en Colombia.

Los muros ensayados se identificaron con los nombres W4, W5, W6 y W7. La configuración geométrica en la base de los tres primeros especímenes fue en forma de “T”, mientras que el muro W7 tenía forma de “T” pero se le agrego una aleta asimétrica en el extremo opuesto con el fin de evaluar los efectos de los muros con machones en los extremos. Los muros contemplan las siguientes dimensiones, longitud del alma 2500 mm (98 in), longitud de la aleta 350 mm (14 in), la altura igual a 2400 mm (95 in) y espesor de 100 mm (4 in). La **Figura 3.27** muestra las características geométricas de los especímenes ensayados.

Para la construcción de los muros W4, W6 y W7 se utilizó acero convencional con cierto grado de ductilidad, mientras que para el muro W5, se empleó malla electrosoldada con poca

ductilidad, como es típico de la construcción colombiana. En todos los especímenes se adicionaron barras en la aleta para representar el refuerzo de muros conectados ortogonalmente.

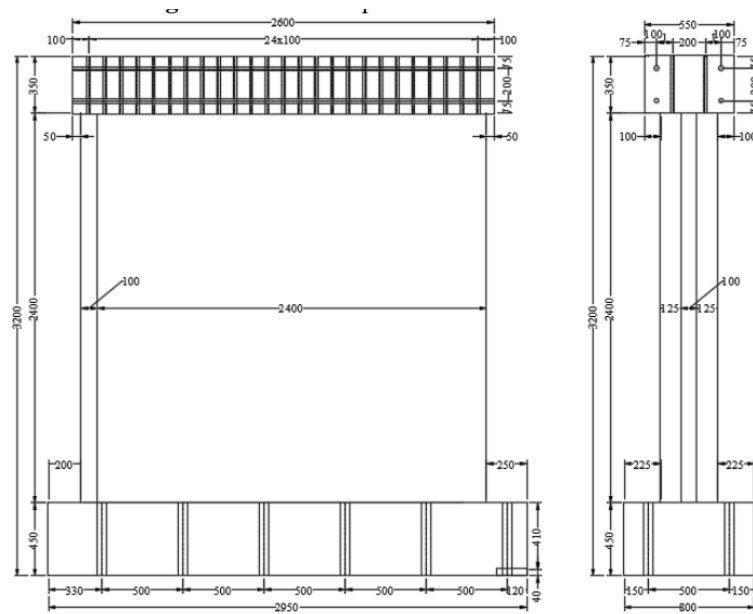
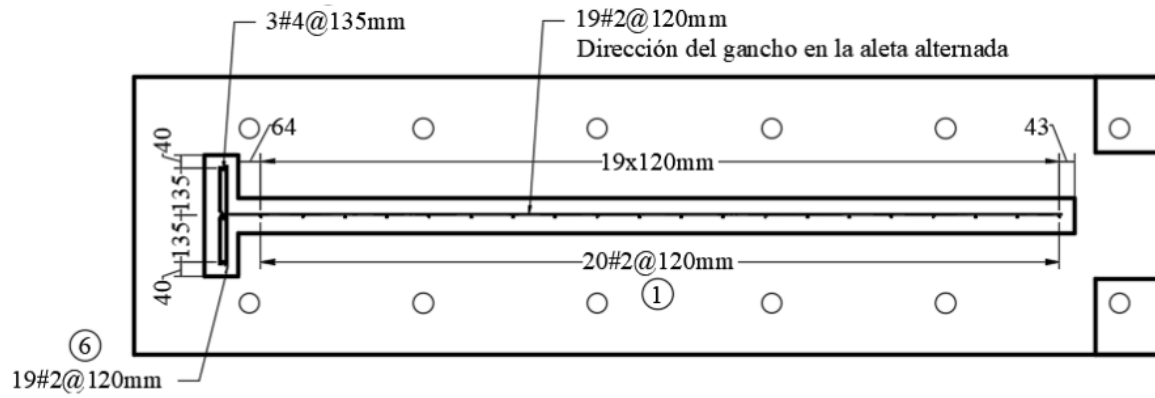
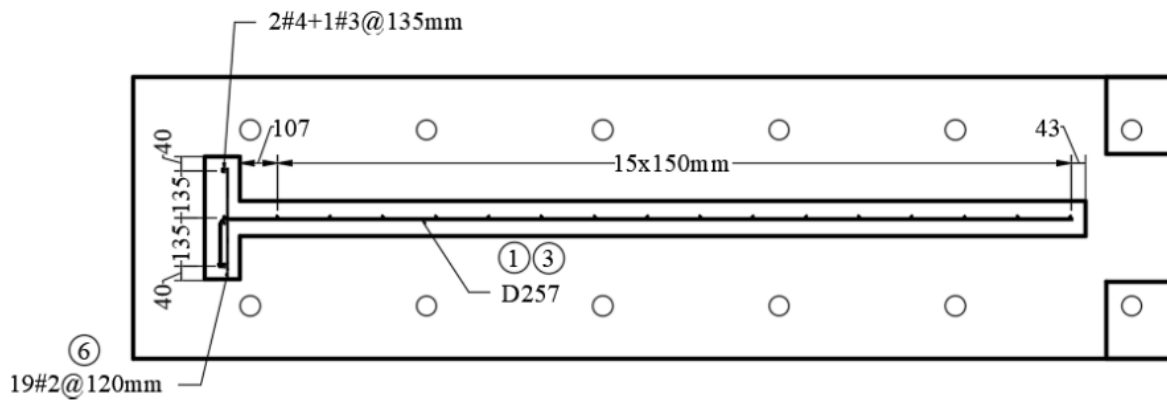


Figura 3.27 Vista en alzado de los muros W4, W5, W6 y W7. (CEER, 2018).

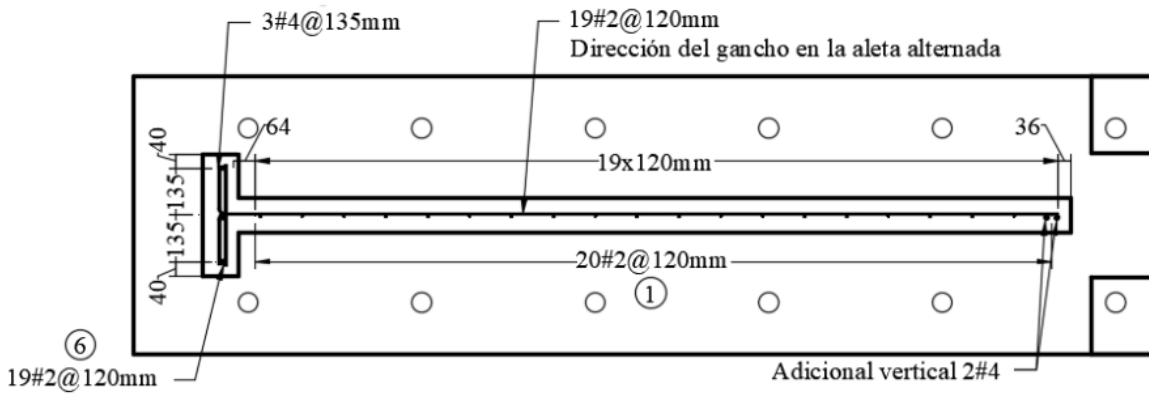
La característica principal y común del refuerzo de todos los muros es que se dispuso su refuerzo en una capa única. Los muros tenían 20 barras de refuerzo longitudinal en el alma, algunos con barra No.2, a excepción del muro W5 el cual se construyó con malla electrosoldada con diámetro 7 mm. Para todos los muros el acero vertical de la aleta consistió en 3 barras No.4 ($A_b = 129 \text{ mm}^2$; 0.19 in^2), con una cuantía de 1.11%. Adicionalmente los muros W6 y W7 se reforzaron con 2 barras No.4 adicional concentradas en el extremo. Todas las barras verticales fueron traslapadas en la unión con la viga de fundación, como es usual en la práctica (traslapo de 350 mm para las barras No. 2 y de 700 mm para las barras No.4). La **Figura 3.28** presenta la geometría de la sección transversal y detallado del refuerzo de los muros.



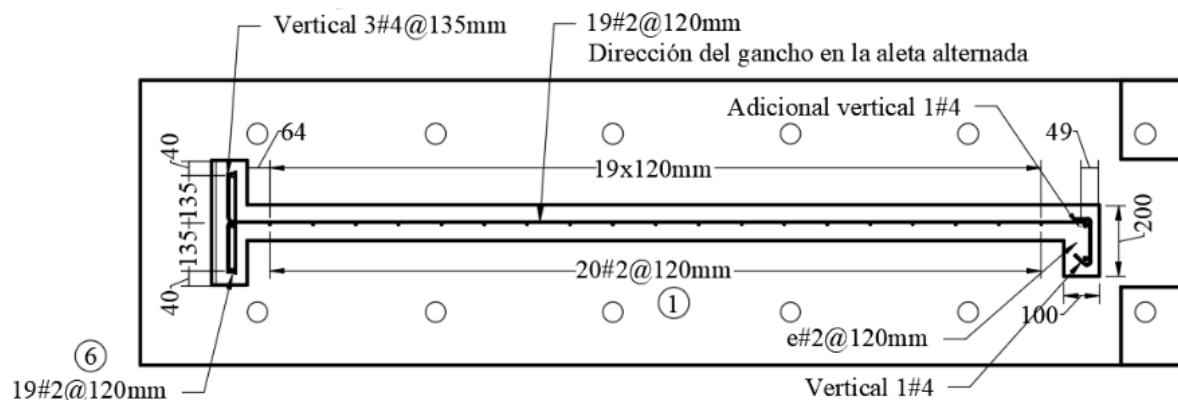
(a) Vista en planta – Muro W4.



(b) Vista en planta – Muro W5



(c) Vista en planta – Muro W6



(d) Vista en planta – Muro W7

Figura 3.28 Vista en planta de los muros (a) W4, (b) W5, (c) W6 y (d) W7. (CEER, 2018).

En la **Tabla 13**, se resume la distribución del refuerzo en cada uno de los muros en términos de cuantía y tipo de refuerzo.

Para aplicar los desplazamientos, se utilizó un marco de carga, sobre el cual se instalaron tres actuadores. Estos actuadores se conectaron al mismo sistema de control y se programaron para conservar la relación de carga axial del 5% y una relación M/VL_w igual a 2.

Tabla 13 Cuantías de refuerzo y tipo de refuerzo. (CEER, 2018).

Muro	Alma		Elemento de Borde		Tipo de Refuerzo	Observación
	ρ_s (%)	d_b (mm)	ρ_b (%)	d_b (mm)		
W4	0.27	6.4	-	-	Barra	Sin elemento de borde
W5	0.26	7.0	-	-	Malla	Sin elemento de borde
W6	0.27	6.4	2.53	13	Barra	Elemento de borde sin confinar
W7	0.27	6.4	1.27	13	Barra	Elemento de borde con gancho y recrecimiento de sección transversal

La resistencia especificada para el concreto de los muros era de 35 MPa, sin embargo, se obtuvieron resistencias reales del concreto significativamente mayor (ver **Tabla 14**). Las barras de refuerzo No.4 alcanzaron un esfuerzo de fluencia de 420 MPa, las barras No.2 y las mallas electrosoldadas tuvieron un comportamiento como se muestra en la **Figura 3.29**.

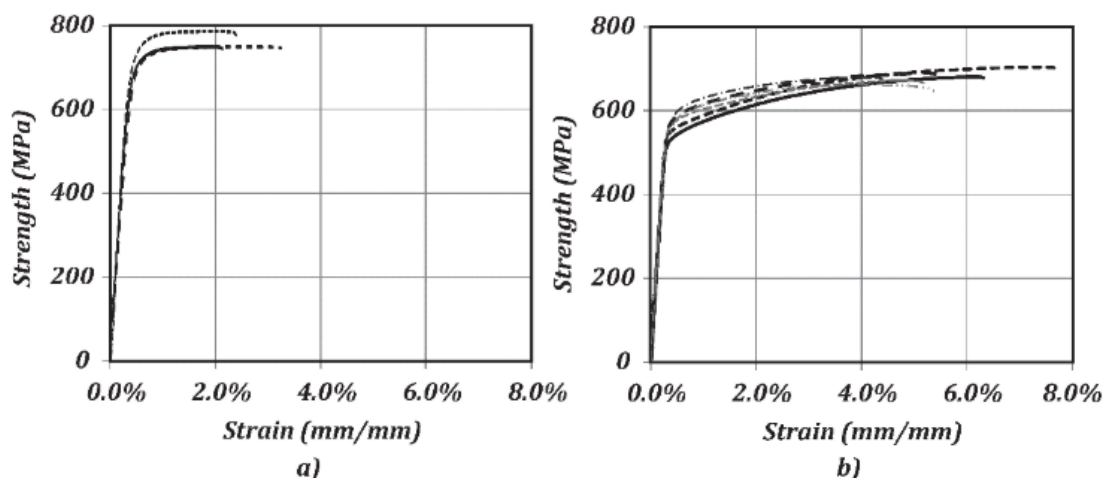


Figura 3.29 Curva de esfuerzo deformación para (a) acero de malla electrosoldada y (b) barras No.2 (CEER, 2018).

Blandon et al. (2018) reportan que la fluencia y máxima tracción de las barras No.2, fue de 563 MPa y 691 MPa, respectivamente; para barras No.4, fue 419 MPa y 630 MPa, respectivamente y para las mallas electrosoldadas de 7 mm, fue de 723 MPa y 759 MPa, respectivamente.

Tabla 14 Propiedades del concreto. (CEER, 2018).

Muro	Resistencia promedio [MPa]	CV [%]	Resistencia a tracción [MPa]	CV [%]
W4-W5	39.1	4.1	4.9	2.9
W6-W7	37.8	1.9		

Teniendo en cuenta la geometría del espécimen y las propiedades de los materiales, se realizó un modelo analítico para la calibración de la respuesta cíclica de cada muro. Como se hizo con los modelos de la literatura, se utilizó el tipo de elemento muro de corte (*shear-wall element*), y se discretizó en altura y sección transversal. Se implementaron modelos no lineales uniaxiales para el concreto y el acero, definidos por la envolvente de su ley. Además, se define la envolvente para la curva de esfuerzo-deformación, a partir de las propiedades de los materiales de los muros ensayados. A continuación, se presenta un resumen del comportamiento experimental y la comparación de la modelación analítica de cada uno de los muros.

3.2.1 Blandón et al. (2018) – Muro W4

El modelo analítico del muro W4, se discretizó de dos maneras: 1) Una parte relacionada con la aleta, la cual se dividió en 2 secciones de elementos tipo “*shear-wall*” y 2) El alma del muro, el cual se discretizó en 3 secciones transversales dividiendo las fibras de acero y concreto, de acuerdo a la sección transversal presentado en el plano del espécimen. Para tener en cuenta el traslape de las barras el muro se discretizó verticalmente en 4 (cuatro) secciones de 0.175 m, donde se añadieron elementos tipo Steel/Bar/Strut que permiten simular el refuerzo añadido por el traslape, mientras que el resto de la altura del muro se discretizó en igual longitud.

La **Figura 3.30**, muestra la curva de esfuerzo-deformación de las propiedades de los materiales para el muro W4, la cual fue ajustada con los valores reportados en los ensayos.

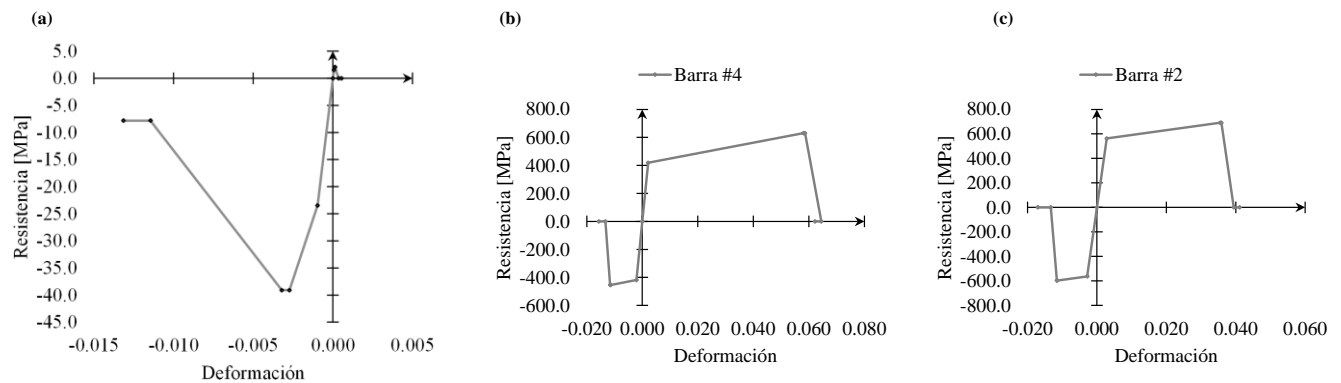


Figura 3.30 Calibración de la envolvente de esfuerzo-deformación del muro W4 para las propiedades de (a) Concreto, (b) Barra No.4 y (c) Barra No.2. (Elaboración propia).

La relación de carga axial fue aproximada de 5%. Para simular la carga horizontal, se utilizó un empuje lateral y se introdujo los ciclos del protocolo de carga.

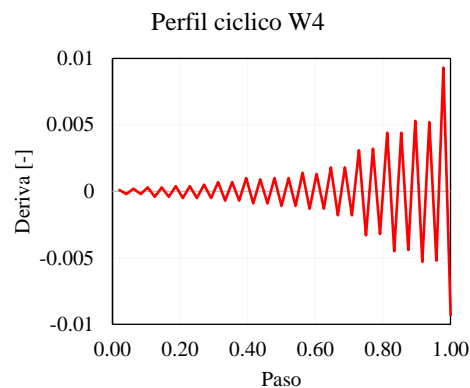


Figura 3.31 Perfil cíclico de desplazamiento para el muro W4 (Elaboración propia).

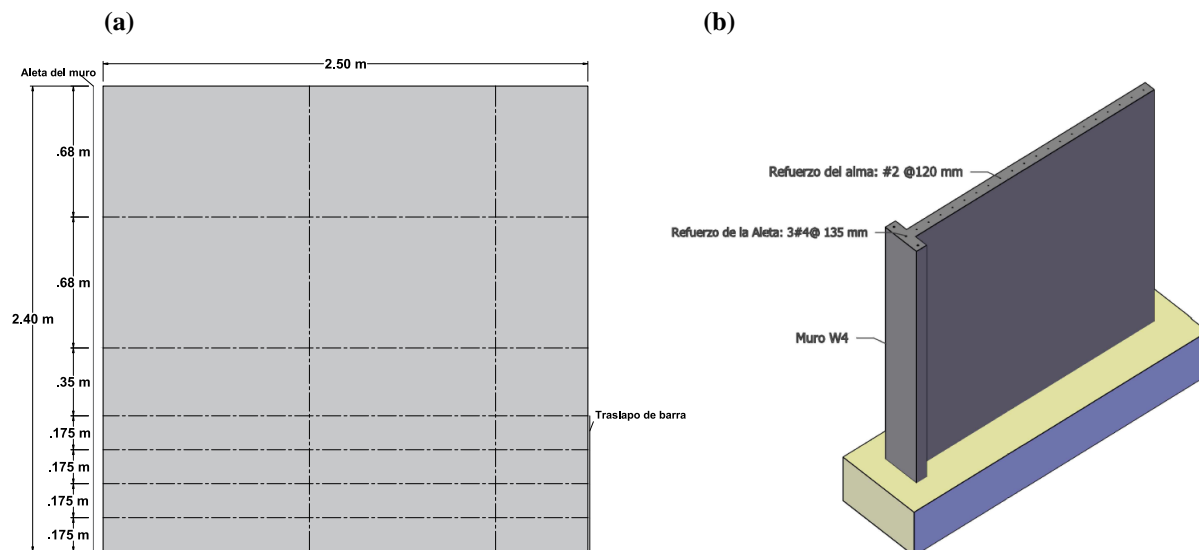


Figura 3.32 (a) Discretización vertical del muro W4 y (b) Modelo de la sección en 3D. (Elaboración propia).

La falla de estos muros fue definida como la caída de fuerza lateral mayor al 20% de la máxima capacidad, a una deriva de 0.63% en la dirección negativa se presenta la fractura de varias barras No.2 que se conectan del muro a la fundación. Luego al invertir la carga, el muro se llevó hasta una deriva de 0.71% donde el borde del muro comienza a aplastarse seguido de la fractura de las barras No.4.

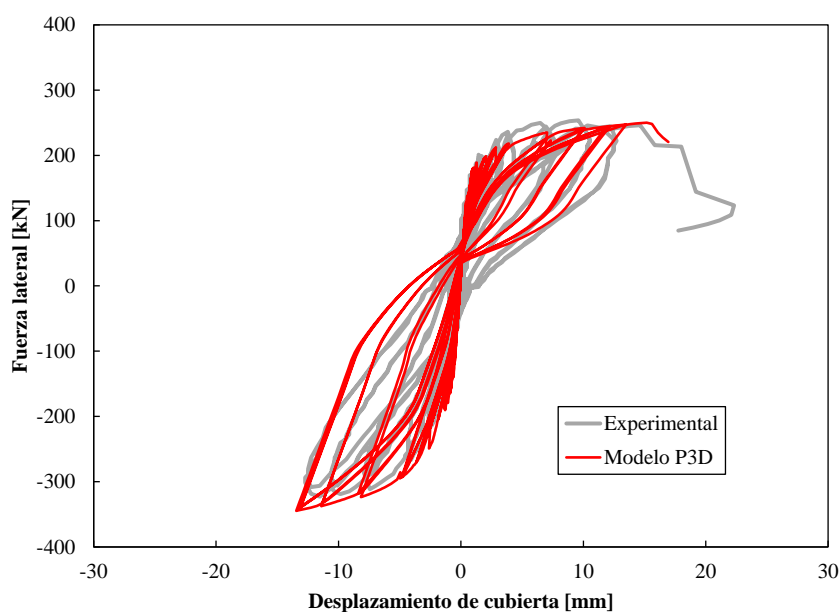


Figura 3.33 Curva histeretica, muro W4. (Elaboración propia).

La **Figura 3.33** proporciona la comparación de la respuesta experimental y analítica de carga lateral frente al desplazamiento en la parte superior del muro. Se observa que el modelo analítico logra capturar de manera adecuada la rigidez del muro y la capacidad de carga lateral bajo un protocolo de desplazamiento; la carga lateral es sobrestimada aproximadamente 5% en la dirección negativa (tracción de la aleta) y subestimada aproximadamente 2% en la dirección positiva (compresión de la aleta).

3.2.2 Blandón et al. (2018) – Muro W5

El modelo analítico del muro W5, se discretizó de dos maneras: 1) Una parte relacionada con la aleta, la cual se dividió en 2 secciones de elementos tipo “*shear-wall*” y 2) El alma del muro, el cual se discretizó en 3 (tres) secciones transversales dividiendo las fibras de acero y concreto, de acuerdo a la sección transversal presentado en el plano del espécimen. Para tener en cuenta el traslape de las barras el muro se discretizó verticalmente en 4 (cuatro) secciones de 0.175 m, donde se añadieron elementos tipo Steel/Bar/Strut que permiten simular el refuerzo añadido por el traslape, mientras que el resto de la altura del muro se discretizó en igual longitud.

La **Figura 3.34** muestra la curva de esfuerzo-deformación de las propiedades de los materiales para el muro W5, la cual fue ajustada con los valores reportados en los ensayos.

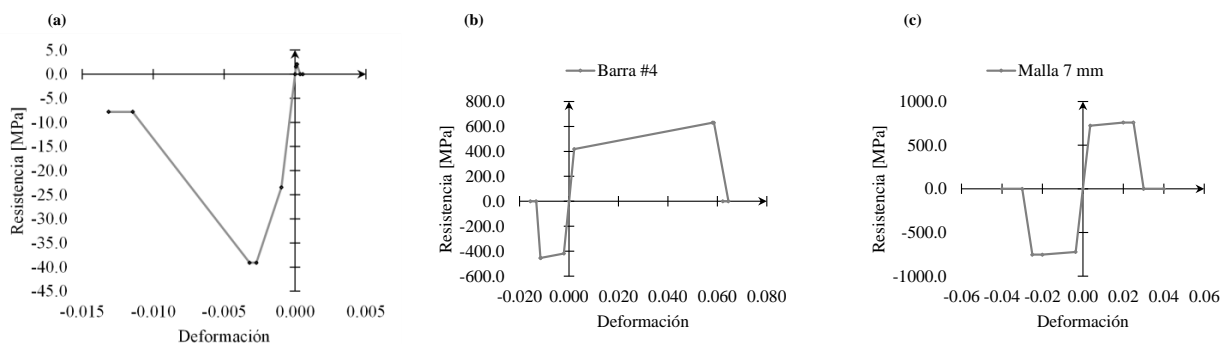


Figura 3.34 Calibración de la envolvente de esfuerzo-deformación del muro W5 para las propiedades de (a) Concreto, (b) Barra No.4 y (c) Barra No.2. (Elaboración propia).

La relación de carga axial fue aproximada de 5%. Para simular la carga horizontal, se utilizó un empuje lateral y se introdujo los ciclos del protocolo de carga.

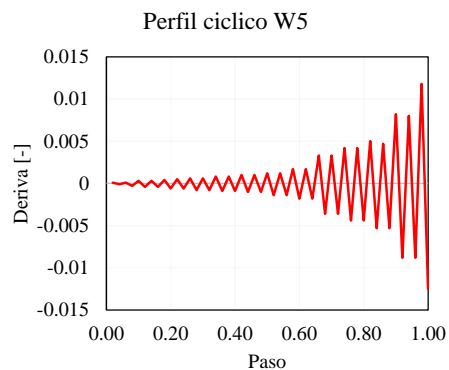


Figura 3.35 Perfil cíclico de desplazamiento para el muro W5 (Elaboración propia).

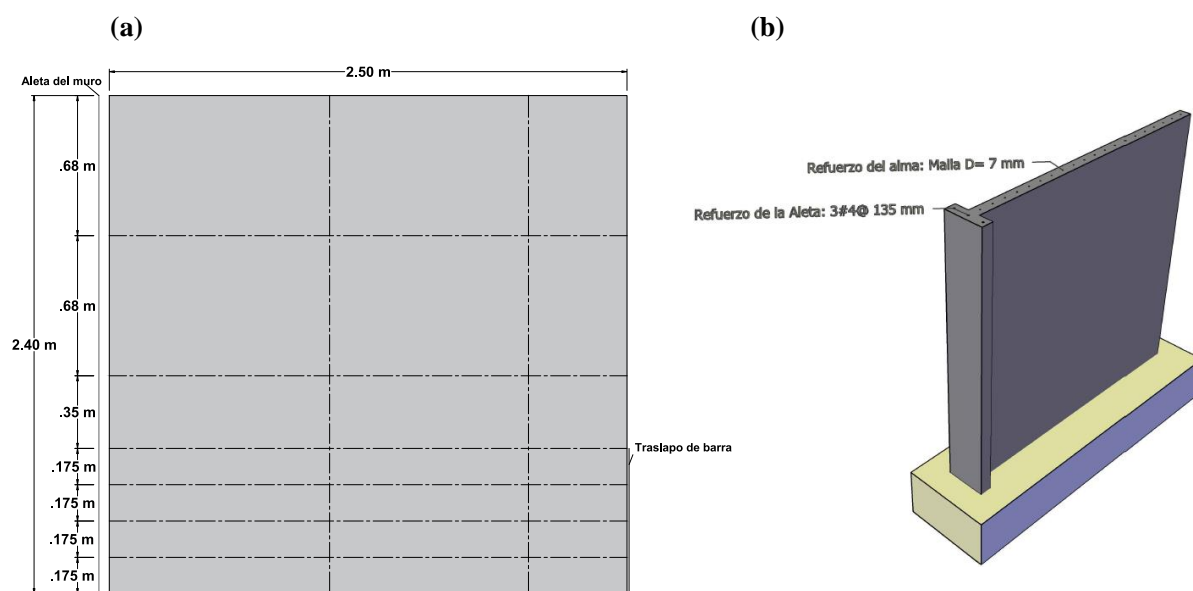


Figura 3.36 (a) Discretización vertical del muro W5 y (b) Modelo de la sección en 3D. (Elaboración propia).

El mecanismo de falla del muro fue similar al presentado en el W4, a un nivel de deriva de 0.50% (12mm) se presenta una rotura del refuerzo del alma conectado a la fundación, cuando se comprime el borde del muro y se observó una degradación de la resistencia para un nivel de deriva de 0.67% (20 mm). Se presenta el descascaramiento por compresión al mismo nivel de deriva. La falla ocurrió debido a la ruptura de las barras de refuerzo No.4 en el lado de la aleta, en la interfaz de la fundación con el muro a un nivel de deriva de 0.83%.

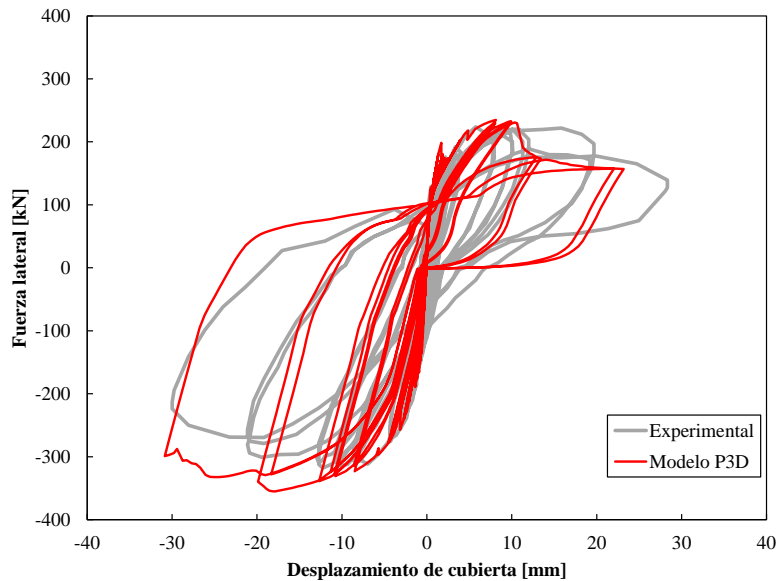


Figura 3.37 Curva histerética, muro W5. (Elaboración propia).

La **Figura 3.37** proporciona la comparación de la respuesta experimental y analítica de carga lateral frente al desplazamiento en la parte superior del muro. Se observa que el modelo analítico logra capturar de manera adecuada la rigidez del muro y la capacidad de carga lateral bajo un protocolo de desplazamiento; la carga lateral es sobrestimada aproximadamente 1.8% en la dirección negativa (tracción de la aleta) y subestimada en la dirección positiva aproximadamente 4.5% (compresión de la aleta).

3.2.3 Blandón et al. (2018) – Muro W6

El modelo analítico del muro W6, se discretizó dos maneras: 1) Una parte relacionada con la aleta, la cual se dividió en 2 secciones de elementos tipo “*shear-wall*” y 2) El alma del muro, el cual se discretizó en 3 (tres) secciones transversales dividiendo las fibras de acero y concreto, de acuerdo a la sección transversal presentado en el plano del espécimen. Para tener en cuenta el traslape de las barras el muro se discretizó verticalmente en 4 (cuatro) secciones de 0.175 m, donde se añadieron elementos tipo Steel/Bar/Strut que permiten simular el refuerzo añadido por el traslape, mientras que el resto de la altura del muro se discretizó en igual longitud.

La **Figura 3.38**, muestra la curva de esfuerzo-deformación de las propiedades de los materiales para el muro W6, la cual fue ajustada con los valores reportados en los ensayos.

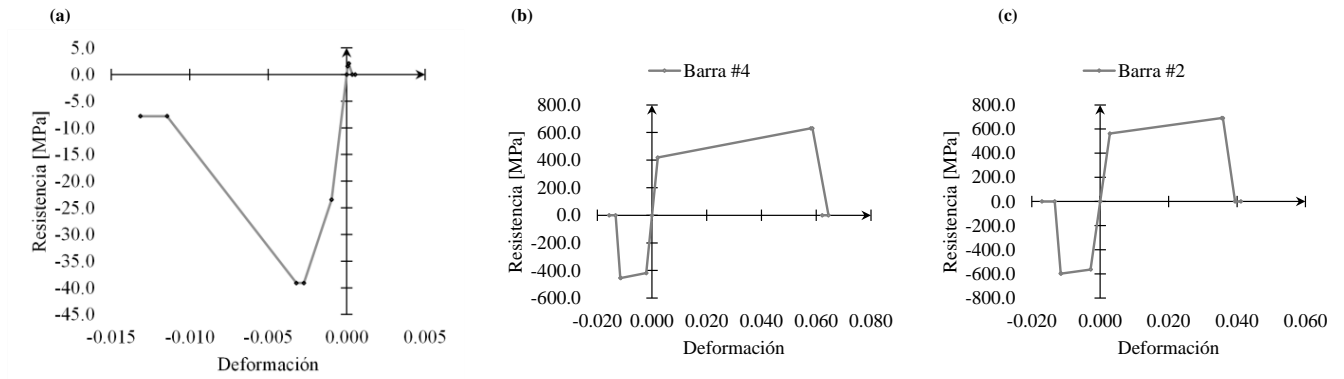


Figura 3.38 Calibración de la envolvente de esfuerzo-deformación del muro W6 para las propiedades de (a) Concreto, (b) Barra No.4 y (c) Barra No.2. (Elaboración propia).

La relación de carga axial fue aproximada de 5%. Para simular la carga horizontal, se utilizó un empuje lateral y se introdujo los ciclos del protocolo de carga.

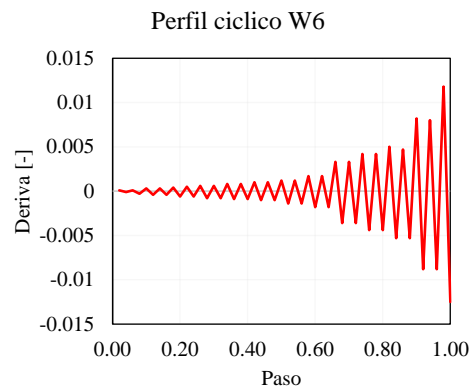


Figura 3.39 Perfil cíclico de desplazamiento para el muro W6 (Elaboración propia).

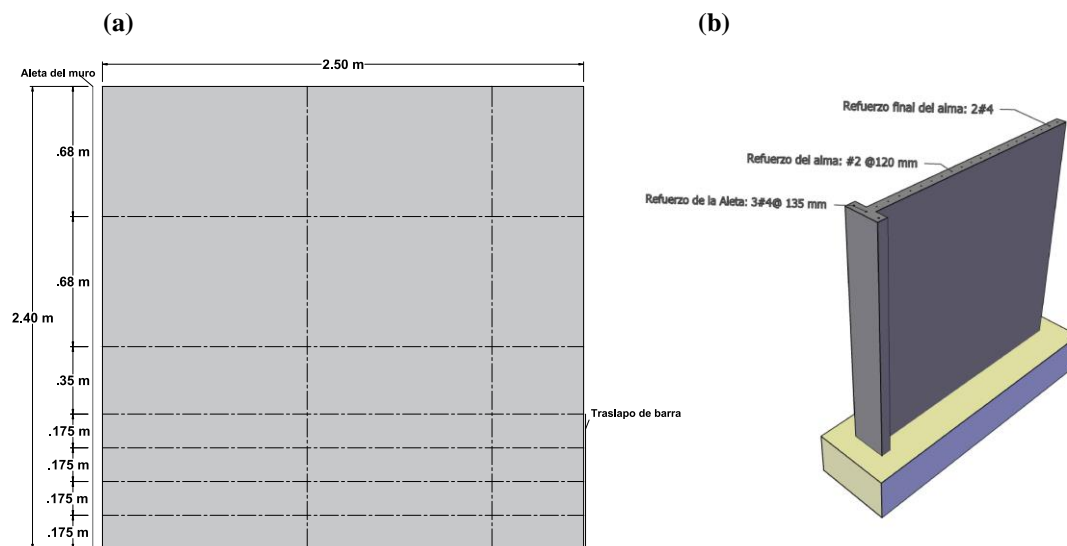


Figura 3.40 (a) Discretización vertical del muro W6 y (b) Modelo de la sección en 3D. (Elaboración propia).

Para el muro W6, el agrietamiento del concreto fue influenciado en el extremo del alma por las dos barras de refuerzo No.4 adicionales. Al igual que los otros especímenes la grieta más grande se localizó en la interfaz de la cimentación con el muro. La fractura de las barras No.2 se presentaron a un nivel de deriva de 0.67% durante el ciclo de carga de compresión en la aleta. Se generó una grieta vertical que desencadenó una falla en el traslapeo debido al deslizamiento de las barras No.4 durante el primer paso de carga a una deriva de 0.83% que indujo la compresión en la aleta y la tracción en el traslapeo del alma.

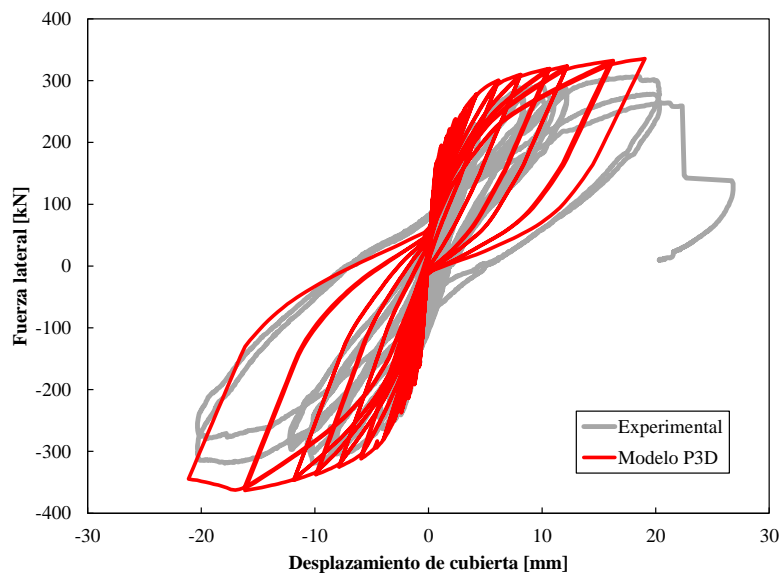


Figura 3.41 Curva histerética, muro W6. (Elaboración propia).

La **Figura 3.41** proporciona la comparación de la respuesta experimental y analítica de carga lateral frente al desplazamiento en la parte superior del muro. Se observa que el modelo analítico logra capturar de manera adecuada la rigidez del muro y la capacidad de carga lateral bajo un protocolo de desplazamiento; la carga lateral es sobrestimada aproximadamente en ambas direcciones 3% en la dirección negativa (tracción de la aleta) y 4% en dirección positiva (compresión de la aleta).

3.2.4 Blandón et al. (2018) – Muro W7

El modelo analítico del muro W7, se discretizó de dos maneras¹⁾ Una parte relacionada con la aleta, la cual se dividió en 2 secciones de elementos tipo “*shear-wall*” y 2) El alma del muro, el cual se discretizó en 3 (tres) secciones transversales dividiendo las fibras de acero y concreto, de

acuerdo a la sección transversal presentado en el plano del espécimen. Para tener en cuenta el traslapo de las barras el muro se discretizó verticalmente en 4 (cuatro) secciones de 0.175 m, donde se añadieron elementos tipo Steel/Bar/Strut que permiten simular el refuerzo añadido por el traslapo, mientras que el resto de la altura del muro se discretizó en igual longitud. Además, se discretizo en un elemento la sección de la aleta corta (machón) con los mismos valores de altura que el alma del muro.

La **Figura 3.42**, muestra la curva de esfuerzo-deformación de las propiedades de los materiales para el muro W7, la cual fue ajustada con los valores reportados en los ensayos.

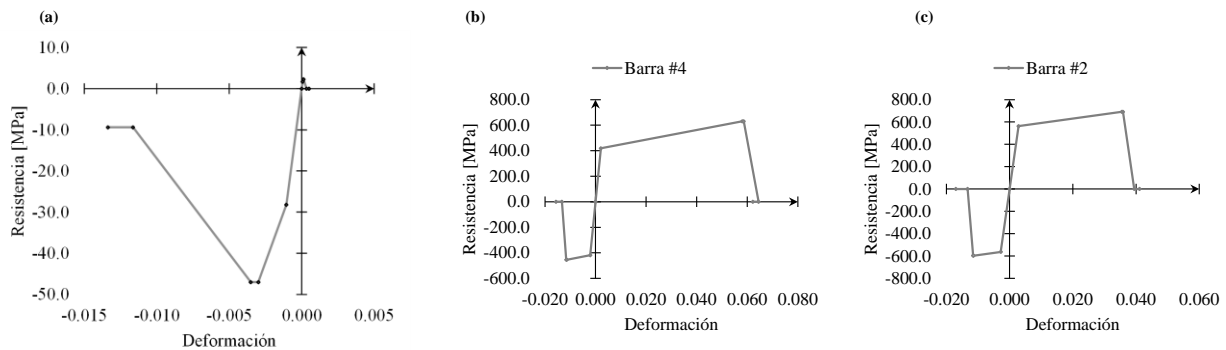


Figura 3.42 Calibración de la envolvente de esfuerzo-deformación del muro W7 para las propiedades de (a) Concreto, (b) Barra No.4 y (c) Barra No.2. (Elaboración propia).

La relación de carga axial fue aproximada de 5%. Para simular la carga horizontal, se utilizó un empuje lateral y se introdujo los ciclos del protocolo de carga.

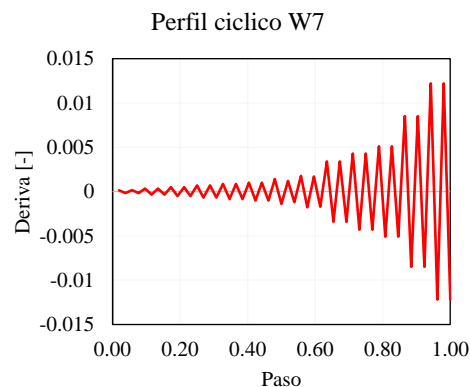


Figura 3.43 Perfil cíclico de desplazamiento para el muro W7 (Elaboración propia).

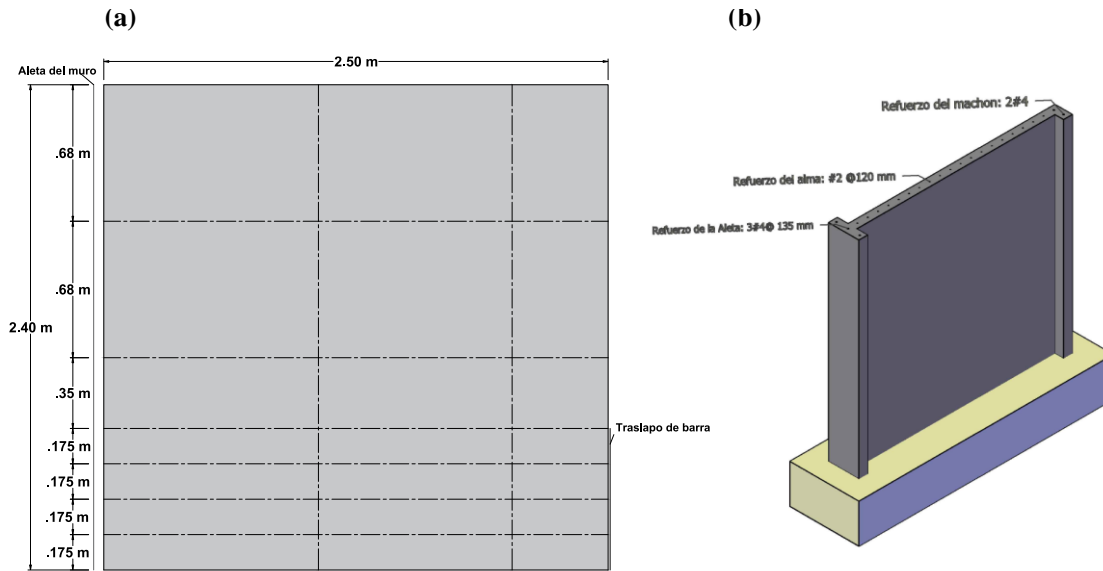


Figura 3.44 (a) Discretización vertical del muro W6 y (b) Modelo de la sección en 3D. (Elaboración propia).

La propagación de grietas del muro W7 fue similar al muro W6 para los semiciclos que comprimieron el borde de la aleta corta (machón). Para las primeras etapas de carga, también se presentó una amplia grieta en la interfaz del muro con la fundación, la fractura de las barras No.2 se observaron a una deriva del 0.83%, luego se presentó la fractura de las barras No.4 en la interfaz de la fundación en el lado de la aleta corta. Esta fractura causó el fallo del espécimen debido a la pérdida de la fuerza lateral máxima del 20%, además el refuerzo mostró una ruptura inclinada que pudo haber sido ocasionada por varios ciclos de tracción-compresión.

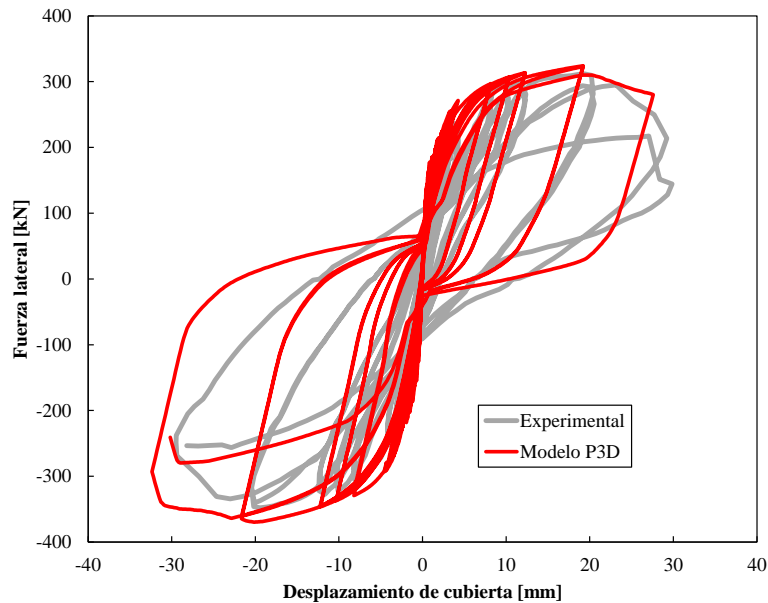


Figura 3.45 Curva histeretica, muro W7. (Elaboración propia).

La **Figura 3.45** proporciona la comparación de la respuesta experimental y analítica de carga lateral frente al desplazamiento en la parte superior del muro. Se observa que el modelo analítico logra capturar de manera adecuada la rigidez del muro y la capacidad de carga lateral bajo un protocolo de desplazamiento; la carga lateral es sobrestimada aproximadamente 2% en la dirección negativa (tracción de la aleta) y 1% en la dirección positiva (compresión de la aleta).

3.2.5 Resumen de los resultados de la calibración de los muros delgados colombianos

En resumen, la modelación analítica de los muros ensayados por Blandon et al. (2018), presentan algunas diferencias en exactitud y precisión, sin embargo, se logra capturar la envolvente de la curva, por lo tanto esta predicción es aceptable. La **Figura 3.46** indica la relación entre la capacidad de rotación de los muros experimentales y los muros analíticos. Cabe resaltar, que en el caso donde se tracciona la aleta de los muros, existen situaciones especiales que el modelo analítico no puede capturar, por ejemplo, el deslizamiento de las barras de traslapo (la falla de los especímenes estuvo influenciada por este mecanismo), la gran apertura de la grieta en la base, entre otros.

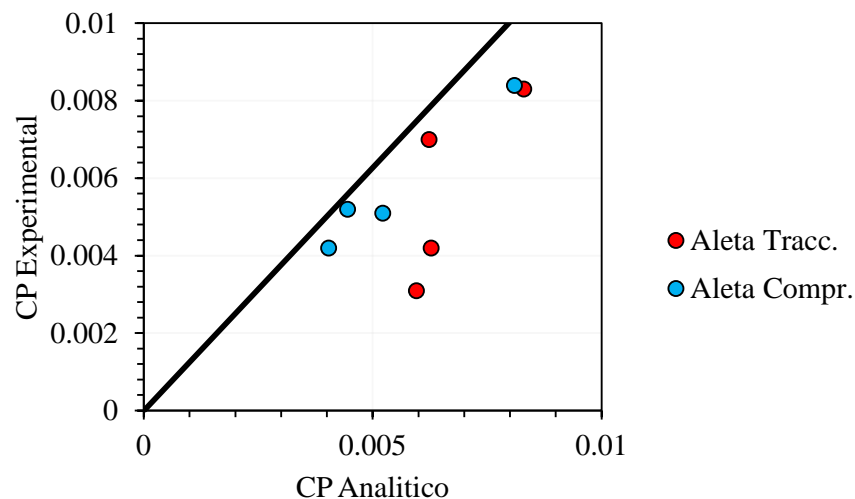


Figura 3.46 Relación de capacidad de rotación para muro experimental y analítico.

3.3 Estados limites propuestos por ASCE 41-17 para los muros experimentales

En el marco de diseño basado en desempeño, para evaluar el comportamiento de los muros estructurales, ASCE 41-17 presenta valores de criterios de aceptación para los estados limites IO, LS y CP. A continuación, se comparan los criterios de aceptación de ASCE 41-17 contra los datos experimentales de muros delgados colombianos, desarrollados por Blandon et al. (2018). Cabe aclarar que ASCE 41-17 estima valores de rotación promedio sobre una porción en altura del muro igual a $l_w/2$, mientras que los datos experimentales entregados por Blandon et al. (2018), corresponden a derivas de primer piso, los cuales se pueden demostrar son un estimado conservador de la rotación calculada siguiendo ASCE 41-17. Es decir, se espera que un muro que cumpla con los límites de rotación de ASCE 41-17 medidos sobre una longitud de plastificación igual a $l_w/2$, tenga valores de capacidad de deriva de primer piso un poco mayores.

Para determinar los criterios de aceptación en los muros se deben tener en cuenta los parámetros que indica la Tabla 10, es decir, la cuantía de acero a tracción y compresión del muro, la geometría de la sección transversal, el nivel de carga axial, la fuerza cortante del muro, y las propiedades mecánicas del material. En la **Tabla 15**, se presenta un resumen de los parámetros calculados y los valores de los criterios aceptación según los estados límites.

Tabla 15 Resumen de los valores de criterios de aceptación obtenidos por medio de ASCE 41-17.

Muro ID	l_w [m]	t_w [m]	Carga axial [kN]	f'_{cE} [MPa]	f_{yE} [MPa]	$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{cE}}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$	Elemento confinado	Niveles de desempeño		
									IO	LS	CP
W4	2.5	0.1	470	39.1	419	$\leq 0.1^*$	≤ 4	NO	0.002	0.008	0.015
W5	2.5	0.1	470	39.1	419	$\leq 0.1^*$	≤ 4	NO	0.002	0.008	0.015
W6	2.5	0.1	470	37.8	419	$\leq 0.1^*$	≤ 4	NO	0.002	0.008	0.015
W7	2.5	0.1	490	37.8	419	$\leq 0.1^*$	≤ 4	NO	0.002	0.008	0.015

* aplica para ambas direcciones

La **Figura 3.47** sobrepone los estados límite IO, LS y CP sobre curvas de histéresis experimentales de cada uno de los muros de Blandon et al. (2018). Por inspección, se observa que el estado IO se presenta entre los valores de agrietamiento y fluencia de los resultados experimentales, sin embargo, el límite de prevención de colapso (CP) sobreestima por el doble la capacidad de los muros, incluso al compararse con valores de capacidad de deriva, como los mostrados. Estos resultados son esperados porque los muros delgados colombianos tienen un comportamiento mecánico que no es similar a aquellos concebidos bajo estándares internacionales como ACI318 (Arteta, 2017), que son consistentes con las estimaciones hechas por ASCE 41-17.

Esto hace pensar que es necesario definir estados límite de comportamiento que representen el comportamiento de los muros delgados colombianos, sin embargo, la cantidad de ensayos experimentales disponibles es escasa, por lo que no cubren un rango amplio de geometrías, condiciones de refuerzo o carga axial. Por tal motivo, en lo que sigue de este documento, se desarrolla una metodología híbrida (analítica/experimental) para obtener los criterios de aceptación de los muros colombianos basados en las propiedades mecánicas de los materiales y la geometría representativa de estos elementos estructurales.

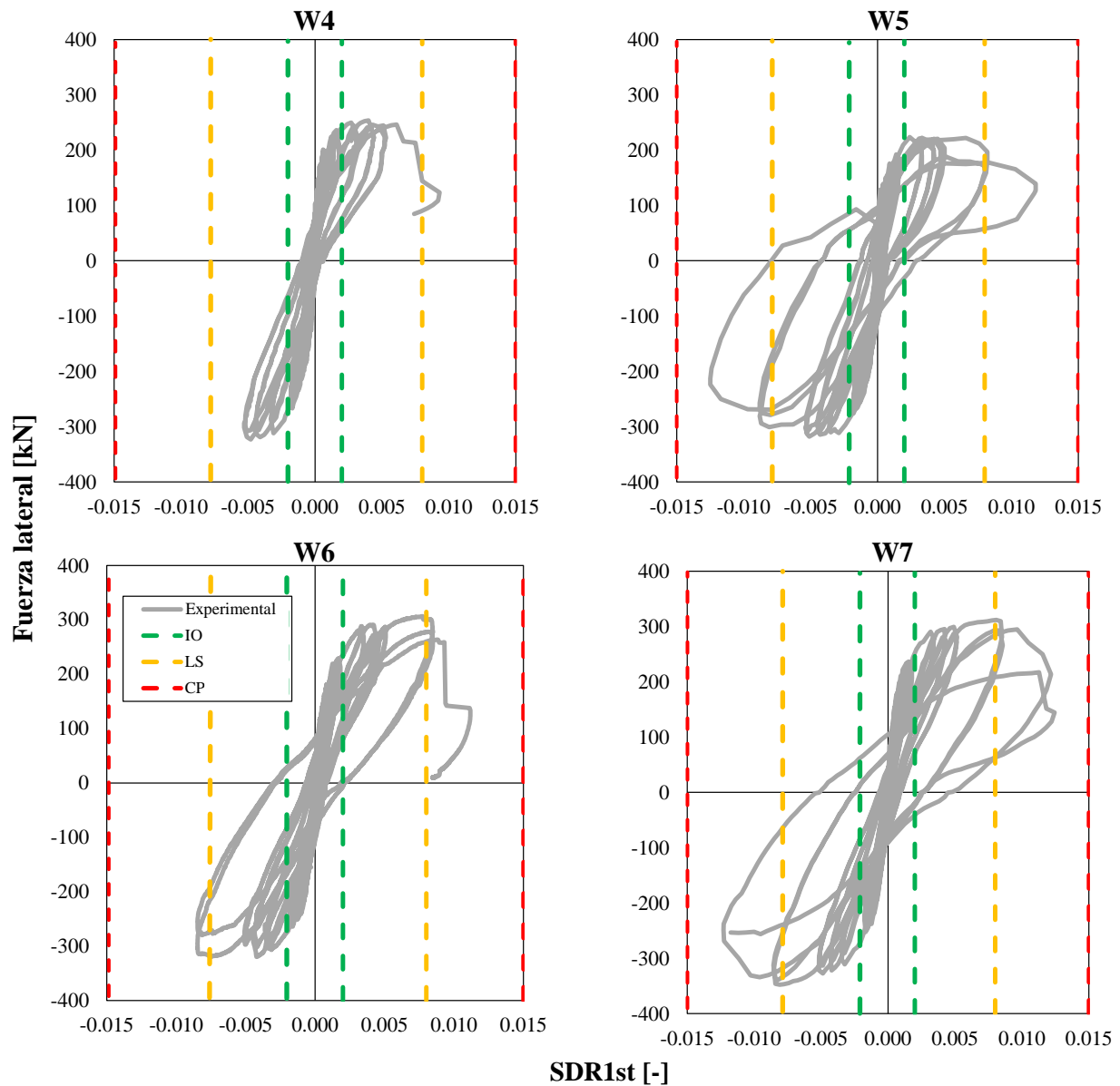


Figura 3.47 Curvas histereticas de muros experimentales y valores de los estados límites de la ASCE 41-17.

Capítulo 4 –Análisis numérico de edificios completos

Las normativas internacionales como ATC-40 (ATC, 1996) y ASCE 41-17 (ASCE, 2017b), presentan las recomendaciones para los criterios de aceptación de comportamiento a nivel IO, LS y CP se basan en su capacidad de rotación inelástica en la zona de plastificación. Sin embargo, como se demostró en la sección final del Capítulo 3, estas no son aplicables para el sistema de muros delgados colombianos, debido a: (i) su espesor reducido, (ii) secciones transversales intrincadas, (iii) y propiedades frágiles del acero de refuerzo. Por ello, se decide realizar experimentos analíticos con el fin de corroborar las recomendaciones antes discutidas en cuanto a la capacidad de rotación a nivel de ocupación inmediata (IO) y prevención de colapso (CP).

La **Figura 4.1** muestra un resumen de la metodología desarrollada para obtener los estados límites para los muros. En este capítulo se abordan los tres primeros pasos: en el primero se desarrolla un análisis lineal a tres edificios de diferentes alturas y espesores de muros para determinar geometría, refuerzo y resultado de cargas de cada uno de los muros que conforman el sistema estructural; luego, se realiza una calibración de las propiedades de los materiales que se implementarán en los modelos analíticos con valores de ensayos experimentales realizados al concreto, malla electrosoldada y acero dúctil en Colombia. En el tercer paso se construyen modelos no lineales donde se estiman las curvas de capacidad de los edificios con un análisis estático no lineal. En el cuarto paso, se realiza un análisis no lineal individual a cada uno de los muros de los edificios generando curvas de capacidad y determinando el tipo de falla de los materiales que se presentan en los elementos. Por último, se definen límites IO y CP con base en el nivel de deformación alcanzado por los materiales en la sección de cada uno de los muros.

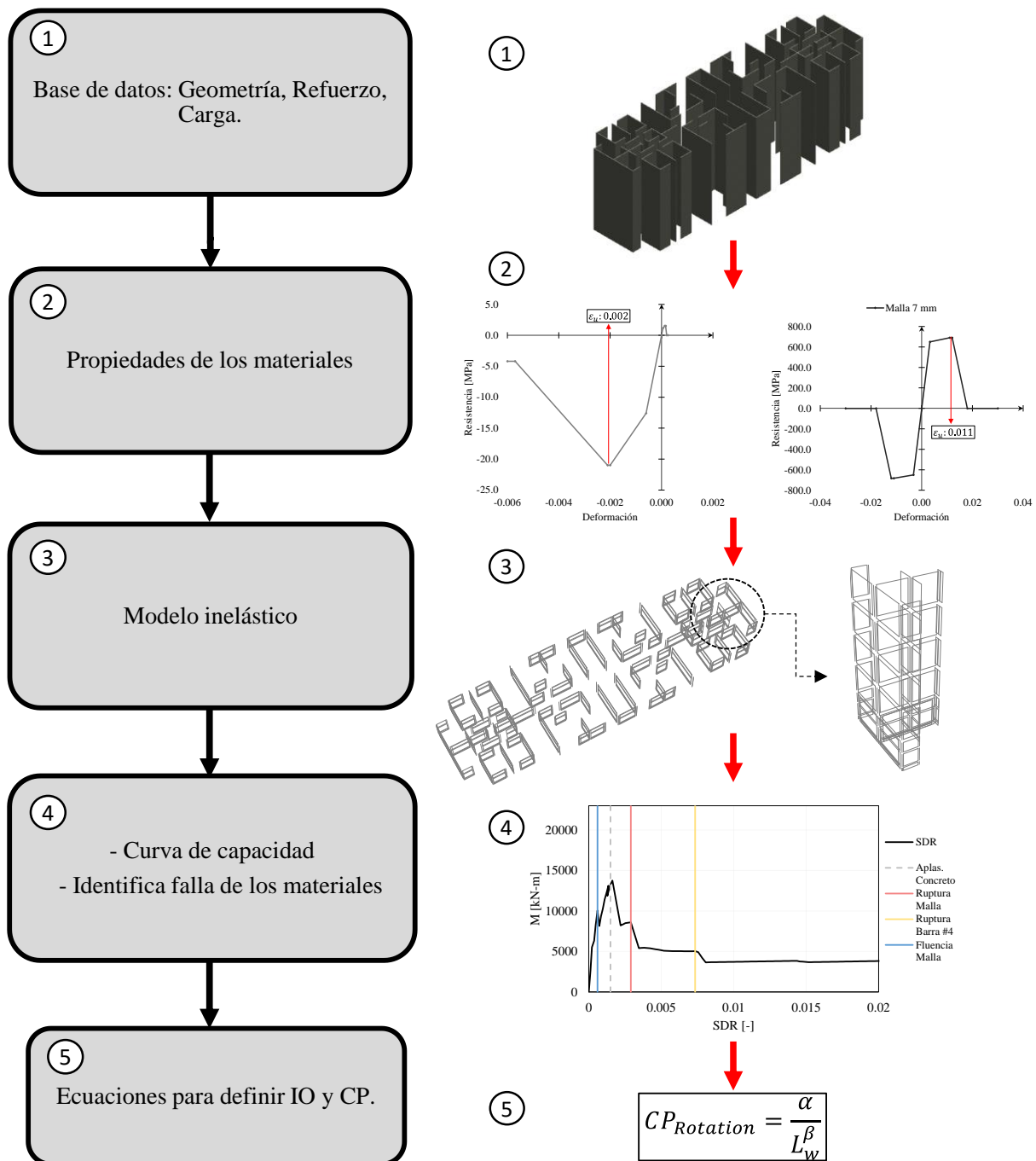


Figura 4.1 Resumen esquemático de la metodología para determinar las ecuaciones de los estados límites de muros delgados colombianos. (Elaboración propia).

4.1 Base de datos: Geometría, Refuerzo y Carga

Los edificios analizados en esta investigación tienen 5, 10 y 15 pisos de altura, con planta única, y representan estructuras del sistema de muros delgados de concreto reforzado en zonas de amenaza sísmica alta en Colombia, por ejemplo, en la ciudad de Armenia. La planta estructural es

configurada con las propiedades de construcción encontradas en la literatura (Sánchez y Arteta, 2017), como se ilustra en la **Figura 4.2**. Los tres edificios tienen la misma dimensión en planta, la diferencia de cada estructura está dada por el espesor de los muros. El edificio de 5 pisos tiene una altura total de 12.5 m y espesor de muros de 100 mm, el edificio de 10 pisos tiene una altura de 25 m y espesor de muros de 120 mm, y el edificio de 15 pisos tiene una altura de 37.5 m y espesor de muros de 150 mm. El espesor es constante para todos los muros de cada piso en toda la altura de la estructura. La altura entre piso es igual a 2.5 m. El área en planta de las estructuras contiene diferentes tipos de muros que cuentan con una simetría geométrica respecto a la dirección longitudinal. La dirección de Norte a Sur hace referencia al lado más corto de la estructura o dirección transversal, mientras que de Este a Oeste se presenta la dirección longitudinal que es la más larga. La densidad de muros en la dirección longitudinal (Dl) y en la dirección transversal (Dt) está contenida en la **Tabla 16**, y son consistente con las encontradas en las bases de datos de muros delgados del CEER para la ciudad de Armenia, en El Eje Cafetero colombiano. Para una dirección específica, (Di) es la densidad de muros estimada como el área total del alma de los muros del primer piso, dividida por el área en planta del primer piso. Los muros son conectados entre sí a través de un diafragma compuesto por una losa de 120 mm de espesor.

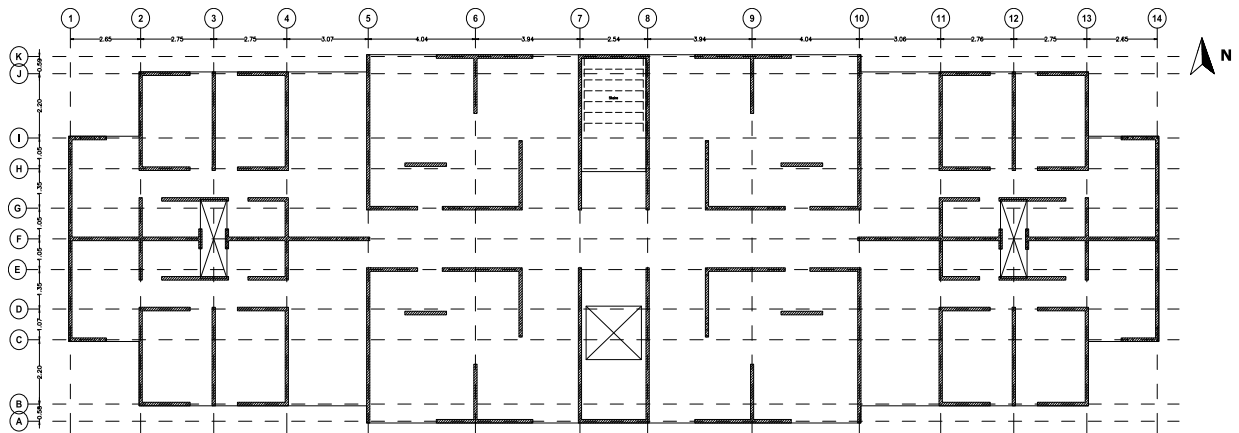


Figura 4.2 Vista en planta típica de los edificios de estudio.

Tabla 16 Características geométricas de los edificios del caso de estudio.

ID	Número de Pisos	t_w [mm]	h_w [m]	D_l [%]	D_t [%]	f'_c [MPa]
S5-100	5	100	2.50	2.53	2.72	21
S10-120	10	120	2.50	3.04	3.27	31
S15-150	15	150	2.50	3.80	4.09	31

Las estructuras en estudio fueron analizadas y diseñadas usando modelos lineales en el software comercial ETABS (Computers and Structures, Inc. 2019), siguiendo la práctica colombiana. Para todos los edificios, la carga muerta sobreimpuesta fue asumida como $D = 1.60 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$, mientras que la carga viva equivale a la residencial de NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010), $L = 1.80 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$. El peso específico de los elementos de concreto fue asumido como $24 \left[\frac{kN}{m^3} \right]$.

Los muros y losas fueron modelados usando elementos tipo *Shell* delgados. Además, el diafragma fue modelado como rígido en su plano para cada nivel de piso y completamente flexible fuera del plano. Para tener en cuenta la reducción de la rigidez estructural debido al agrietamiento del hormigón, se toma el momento efectivo de inercia de los muros como $EI_{eff, muros} = 0.5EI_g$ y el de la losa en $EI_{eff, losa} = 0.25EI_g$. El uso de propiedades agrietadas permite limitar las relaciones de deriva entre piso hasta $1.0\%/0.7 = 1.43\%$, de acuerdo con NSR-10 §A.6. El módulo de elasticidad fue asumido como $E_c = 3900\sqrt{f'_c}$ [MPa]. La masa sísmica es estimada como el total de la carga muerta y el 25% de la carga viva ($1.0D + 0.25L$), agrupada en cada nivel de suelo. En la **Figura 4.3** se observa el modelo estructural 3D construido para cada estructura.

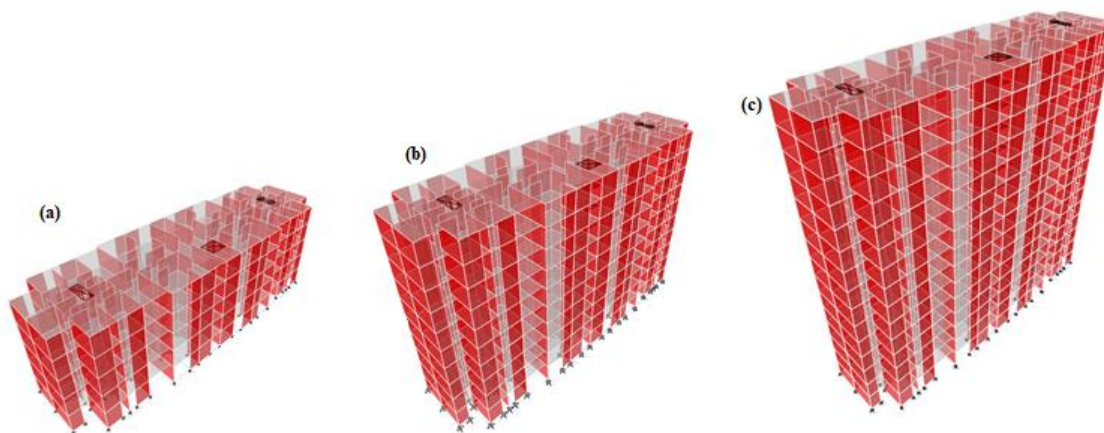


Figura 4.3 Modelo estructural en 3D para (a) 5 pisos, (b) 10 pisos y (c) 15 pisos.

La **Tabla 17** resume los periodos estructurales de las diferentes variaciones de la estructura típica que son estimados a través de un análisis modal, y son contrastados con la estimación propuesta por NSR-10 en A.4.2-3.

Tabla 17 Periodo fundamental y cortante en la base para los edificios de estudio.

ID	Periodo Fundamental (NSR-10/ASCE 7) $C_u T_a$ [s] ⁽¹⁾	Análisis Modal (ETABS®) ⁽²⁾		Peso Sísmico W [kN]	Cortante de diseño ⁽³⁾ $V_{EW, NS}$ [kN]	Coeficiente sísmico de cortante en la base C_s [-]
		T_{EW} [s]	T_{NS} [s]			
S5-100	0.39	0.23	0.19	17400	2262	0.13
S10-120	0.66	0.59	0.54	37700	4901	0.13
S15-150	0.89	1.01	0.98	63100	6460	0.10

(1) $T = C_u T_a = C_u C_t h^\alpha$, con $C_t = 0.049$ y $\alpha = 0.75$.

(2) Estos periodos tiene en cuenta las propiedades agrietadas o efectivas

(3) Calculado a partir de un análisis de espectro modal. Incluyendo una reducción de R y escalado para el 80% del cortante basal del FHE.

Las cargas sísmicas fueron calculadas considerando que las estructuras están localizadas en Armenia y usando un espectro elástico de diseño especificado por los requerimientos de NSR-10 §A.2. Los edificios del caso de estudio considerado en el presente documento están categorizados como categoría I (ocupación residencial) y están localizados en un suelo rígido (sitio clase D). Siguiendo la práctica convencional usando NSR-10, el cortante basal calculado usando el espectro de respuesta fue escalado para igualar al menos el 80% de la demanda de cortante elástico estimada usando el método de fuerza horizontal equivalente (FHE). Para diseño, las fuerzas elásticas fueron reducidas por un coeficiente de modificación de respuesta $R = 5.0$, como indica en la normativa para el sistema estructural de muros de carga. La **Figura 4.4** muestra el espectro de respuesta reducido por el factor de reducción y los parámetros de diseño sísmico.

del alma, se provee barras corrugadas de refuerzo A706 con diámetro de 12 a 16 mm en los extremos del muro, como es usual en la práctica.

Debido a que la estructura está localizada en una zona de amenaza sísmica alta, los muros de concreto deben cumplir con los requisitos de detalle para muros especiales de concreto reforzados contenidos en NSR-10 §C.21.9, donde se establecen los límites para que un elemento estructural deba o no tener un elemento especial de borde (EB). Los límites establecidos por la normativa son:

- Para muros que son continuos desde la base de la estructura hasta la parte superior del muro y son diseñados para tener una sección crítica para flexión y carga axial. Se requieren elemento especial de borde si la profundidad del eje neutro c , excede el valor establecido en la **Ecuación 13**.

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left(\max \left(\frac{\delta_u}{h_w}, 0.7\% \right) \right)} \quad 13$$

Donde δ_u es el desplazamiento de diseño, h_w la altura total de un muro medida desde la base hasta la parte superior y l_w la longitud del muro completo.

- Es requerido elementos especial en los bordes si el esfuerzo de compresión máxima de la fibra extrema excede $0.2f'_c$, bajo la acción de cargas mayoradas.

La Tabla 16 indica las estructuras que requirieron de elemento de borde en los extremos siguiendo la metodología basada en esfuerzos. Si embargo, como lo demostró Arteta (2015), el confinamiento no alcanza a ser efectivo en sección de 300 mm que cumplen con ACI318-11 o NSR-10, por lo que se decidió modificar las propiedades teóricas del concreto confinado en la modelación inelástica de los muros de 100, 120 y 150 mm de espesor de esta investigación, para reducir su ductilidad. El **Apéndice B** contiene la geometría y el despiece del acero de refuerzo de los muros según el diseño generado a partir del código NSR-10.

4.2 Propiedades de los materiales

Para la modelación de los edificios y muros estructurales, es necesario calibrar las propiedades de los materiales con el fin de capturar su comportamiento esperado. Las propiedades de los materiales permiten definir la resistencia del elemento, y su capacidad de deformación.

Se implementaron modelos no lineales uniaxiales para el concreto y el acero, definidos por la envolvente de su ley constitutiva. Como se observa en la **Figura 2.11**, se define la envolvente para la curva de esfuerzo-deformación, denominada como “YURLX”, que puede representar una envolvente trilineal con o sin pérdida de resistencia. La calibración de los materiales se hizo con base en los experimentos sobre muros delgados del CEER (Blandon et al., 2018) y se tuvieron en cuenta las recomendaciones de (K Kolozvari et al., 2017; L. N. Lowes et al., 2016). En la **Tabla 18**, se resumen los parámetros utilizados para el concreto.

Tabla 18 Parámetros para envolvente del concreto de acuerdo con Lowes et al., (2016)

Concreto	FY	FU	FR/FU	DU [mm]	DL [mm]	DR [mm]
Inconfinado	$0.75 f'_c$	f'_c	0.001	0.002	0.00202	0.01

Respecto al acero, la ruptura de la malla electrosoldada es un aspecto importante a considerar en la modelación de elementos de muros delgados tal como lo demuestran (Carrillo et al., 2019), donde presentan los resultados de un estudio experimental para evaluar las propiedades mecánicas de las mallas electrosoldada con diámetro de 4,5 y 6 mm, y su impacto sobre la mecánica de los muros delgados. La **Figura 4.6** muestra la curva de esfuerzo-deformación para los tres diámetros, se observa que los valores de deformación última de las mallas varían aproximadamente entre 0.8% y 1.5%.

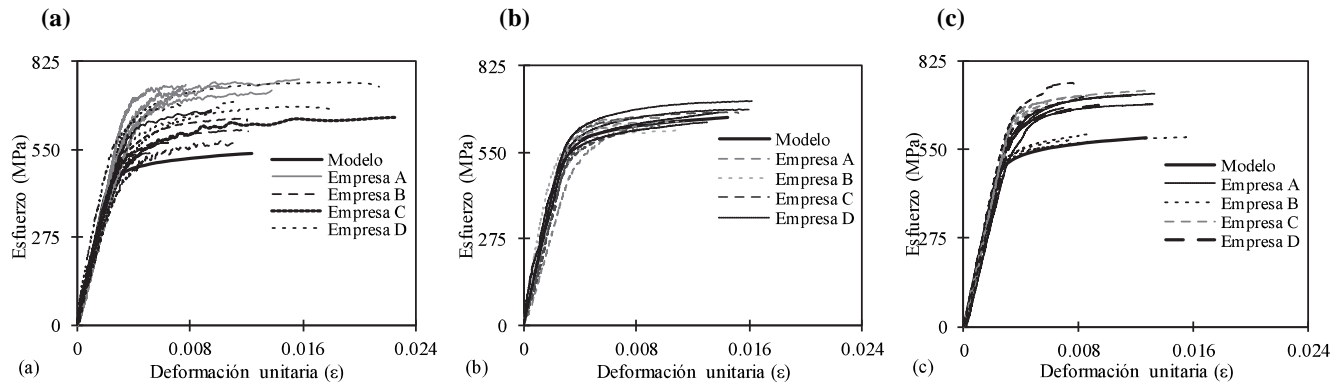


Figura 4.6 Curva esfuerzo-deformación medida para mallas con diámetro: (a) 4 mm , (b) 5 mm y (c) 6 mm. (Julian Carrillo et al., 2019)

Por otro lado, las barras de 12 y 16 mm de acero dúctil presentan una deformación ultima aproximadamente en 10%, como se indica en la investigación de Carrillo et al., (2021). La **Figura 4.7** muestra la curva de esfuerzo-deformación de la barra de 12 mm para diferentes empresas colombianas.

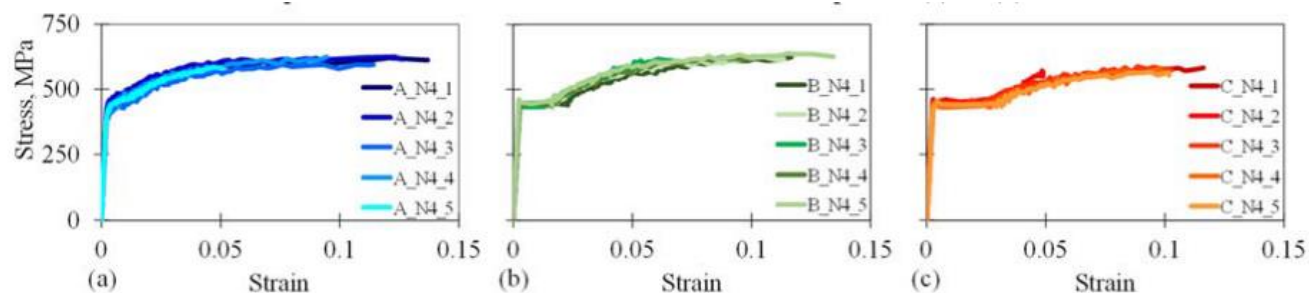


Figura 4.7 Curva esfuerzo-deformación medida para barras No.4 de acero dúctil (Julian Carrillo et al., 2021).

De este modo, para los modelos inelásticos la envolvente de la ley constitutiva del acero de las mallas y de las barras dúctiles fue calibrada con los valores de los estudios presentados, y se contrasta en la **Figura 4.8** con la envolvente del acero dúctil que se emplea en los extremos de algunos muros.

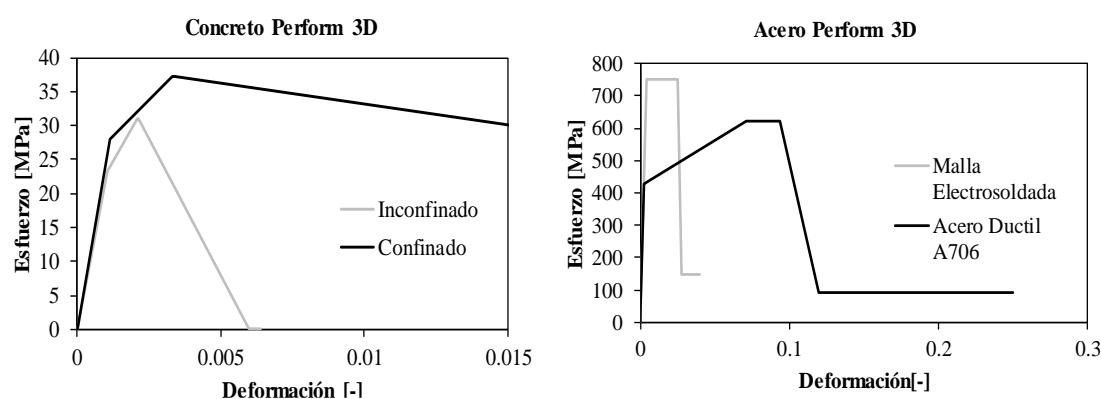


Figura 4.8 Envolvente de esfuerzo-deformación en Perform-3D del (a) concreto y (b) acero (Elaboración propia).

Para el cortante se utilizó un modelo elástico del material. La rigidez a cortante fue definida igual a $0.1G_cA_g$ por las recomendaciones de la (ATC, 2010) con $G_c = 0.4E_c$ y A_g es la área bruta de la sección.

4.3 Modelos estructurales no lineales

Se implementan análisis no lineales para evaluar el comportamiento esperado de los edificios en estudio, los modelos de las estructuras fueron desarrollados usando el software comercial Perform-3D. Como se expresa en el **Capítulo 2**, se usan elementos tipo *shear-wall* para representar los muros de las estructuras, los cuales van a estar conformados por modelos de fibras que discretizan la sección transversal dependiendo de los materiales, concreto (inconfinado o confinado) y acero de refuerzo. Debido a que el programa limita a un número máximo de 16 fibras por elemento, se

utiliza elementos tipo Acero Puntal-Tensor (Steel Bar/Tie/Strut) como indica (K Kolozvari et al., 2017), para simplificar un grupo de barras agrupadas.

La **Figura 4.9** presenta una vista tridimensional del modelo implementado en Perform-3D de la estructura de quince pisos (S10-120). Además, se muestra la distribución de elementos en altura del edificio para algunos muros. Se destaca que la porción del muro correspondiente al primer piso está discretizada en tres elementos verticales para simular la formación de rótula plástica cerca de la base, mientras que en los demás pisos se utiliza solo un elemento.

Las cargas gravitacionales fueron distribuidas sobre los nodos de cada elemento vertical, y para la carga sísmica traslacional y rotacional la masa fue asignada en cada nivel en el correspondiente centro de masa de la estructura. Para la estructura de 5 pisos los tres primeros periodos de vibración son $T_{1EW-NL} = 0.22$ s; para la estructura de 10 pisos son $T_{1EW-NL} = 0.54$ s, y para la estructura de 15 pisos los periodos son $T_{1EW-NL} = 0.16$ s. En la **Tabla 19** se resumen los periodos de vibración de cada estructura, se puede ver al comparar los valores de la **Tabla 17** y **Tabla 19** que los periodos no lineales coinciden con los del modelo elástico con secciones agrietadas.

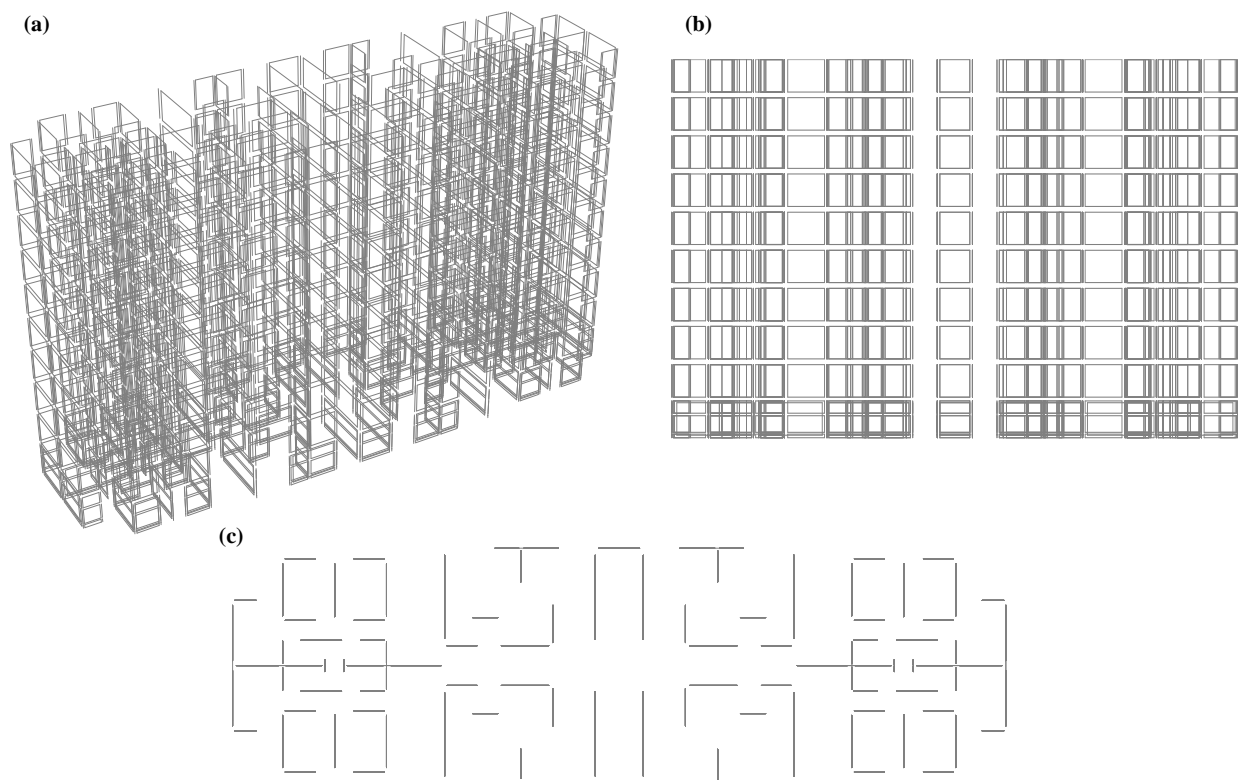


Figura 4.9 Modelo no lineal en Perform-3D edificio de 15 pisos vista (a) 3D, (b) Lateral y (c) Planta.

Tabla 19 Modelo no lineal periodos de vibración.

# Pisos	T_{1EW-NL} [s]	T_{2EW-NL} [s]	T_{3EW-NL} [s]
5	0.22	0.04	0.02
10	0.54	0.10	0.04
15	1.16	0.20	0.08

A partir de las curvas de plastificación progresiva “pushover”, se puede determinar la curva de capacidad de una estructura bajo fuerzas incrementales. Para los edificios en estudio se realizó el análisis de pushover de los modelos no lineales en la dirección longitudinal del edificio (EW), el patrón de carga usado corresponde a una carga lateral en forma triangular invertida distribuida en cada uno de los pisos intentado simular la distribución de fuerzas inerciales en el periodo fundamental de vibración. En la **Figura 4.10**, se observa la distribución de fuerzas con la deformada de la estructura. El análisis se finalizó cuando la relación de deriva de cubierta alcanzo el valor de 2.5%.

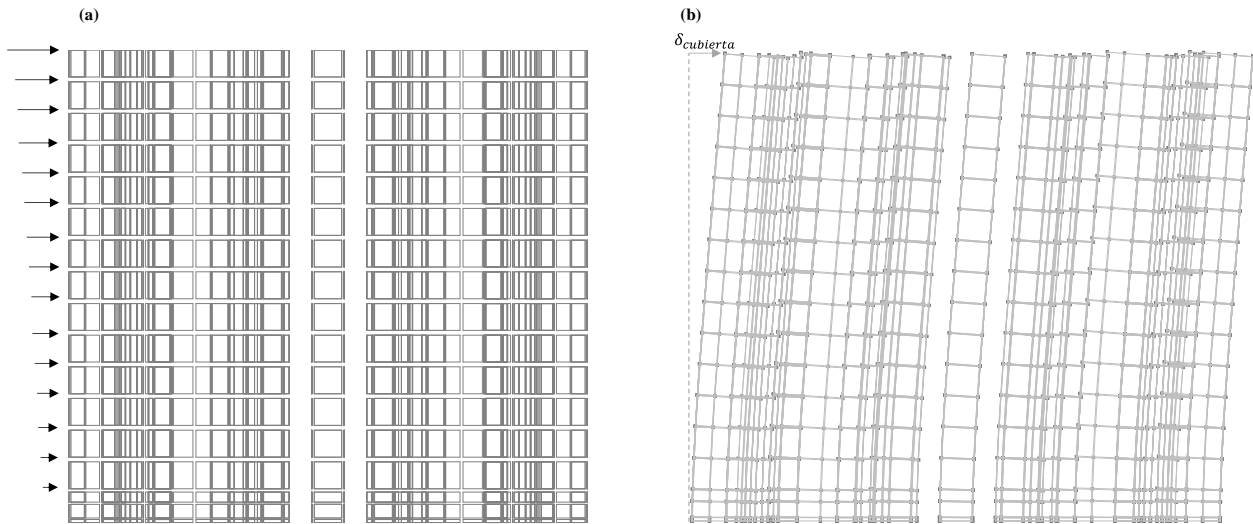


Figura 4.10 (a) Distribución de fuerzas pushover (b) Deformada de los muros (Elaboración propia).

Los resultados de los pushover para cada estructura son presentados en la **Figura 4.11**, la línea horizontal que se observa en las figuras indica el cortante de diseño de cada estructura.

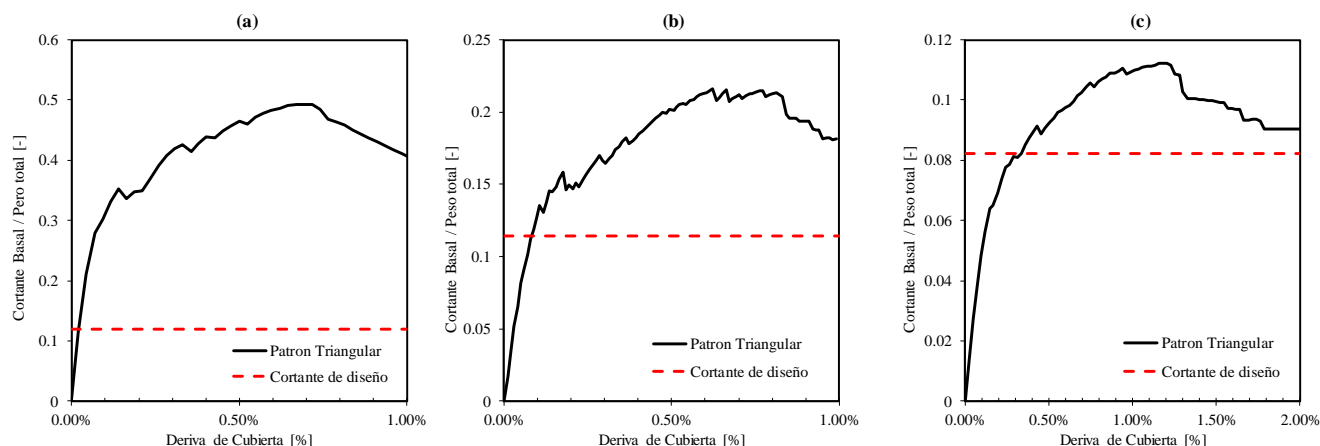


Figura 4.11 Resultado análisis estático no lineal modelo de (a) 5 pisos, (b) 10 pisos y (c) 15 pisos.

Comparando la demanda de cortante basal de diseño de la estructura contra la demanda de cortante del análisis no lineal, se observa que la sobrerresistencia (Ω) es aproximadamente igual a 4.0, 2.0 y 1.5 para la estructura de 5, 10 y 15 pisos, respectivamente. Esto contrasta con el valor único de sobrerresistencia estructural especificado $\Omega_0 = 2.5$ en NSR-10§A.3. En la Tabla 20 se puede observar los valores de deriva de techo y a qué porcentaje de la carga máxima las estructuras inician (i) la desviación del comportamiento elástico, (ii) se alcanza la capacidad máxima, y (iii) ocurre la pérdida del 20% de la capacidad.

Tabla 20 Deriva de cubierta para diferentes porcentajes de carga máxima.

ID	Desviación del comportamiento elástico ⁽¹⁾	Máxima capacidad	Pérdida de capacidad ⁽²⁾
S5-100	0.07%	0.57%	1.00%
S10-120	0.10%	0.62%	1.50%
S15-150	0.15%	1.20%	1.70%

(1) Primer cambio en la pendiente inicial de la curva de capacidad.

(2) Para la pérdida del 20% de la capacidad.

Capítulo 5 – Metodología de análisis de los muros individuales

5.1 Curvas de capacidad de muros delgados de los edificios de estudio

En este capítulo se define el estado de Ocupación Inmediata (IO) para los muros en estudio como la deformación en la que se presenta la fluencia de la malla electrosoldada o del acero en el extremo del muro. Mientras que, el estado de Prevención al Colapso (CP) se define como el estado de deformación del muro cuando alguno de los materiales falla: ya sea ruptura de la malla o el inicio del aplastamiento del concreto, es decir, donde alcanza su esfuerzo máximo. Como se mostrará en este capítulo, la regularización de los materiales nos es crítica, ya que se analiza la respuesta a nivel de desplazamiento global, y hasta el pico de capacidad, es decir, no se tiene en cuenta el ablandamiento por deformación.

Para contextualizar la metodología empleada, en la Figura 5.1 se presentan las curvas de capacidad de dos muros característicos de los edificios de estudio. El primero es considerado un muro en forma de “T” de gran longitud, con poca capacidad de deformación, mientras que el otro es un muro rectangular corto con mayor capacidad de rotación. Estas curvas se estimaron por medio de un análisis de plastificación progresiva sobre el muro individual. La capacidad de deformación del muro es representada en el eje X por la deriva de primer piso, mientras que la resistencia se estima en términos de su capacidad a flexión. A las curvas analíticas se sobreponen los criterios de aceptación IO, LS y CP obtenidos de ASCE/SEI 41-17 comprobando que estos estados límites no son consistentes con la respuesta observada, de forma análoga a lo demostrado en el Capítulo 3 con curvas experimentales.

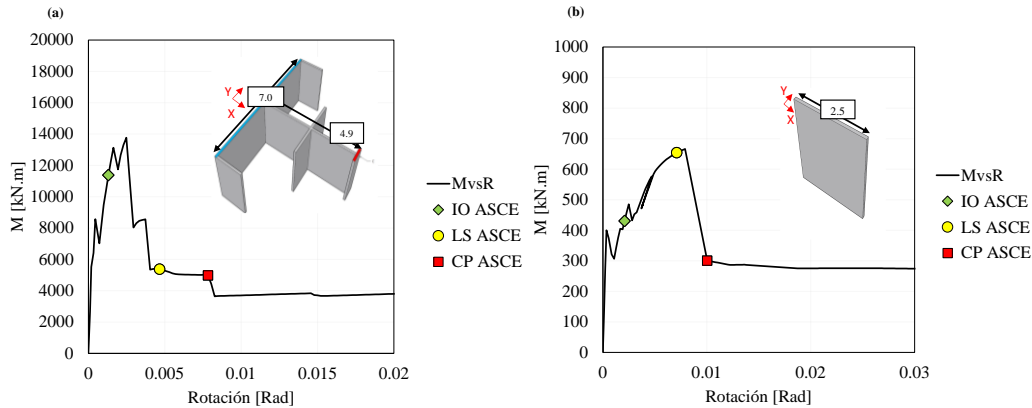


Figura 5.1 Curvas de capacidad con indicadores de estados límites de la ASCE 41-17 (Elaboración propia).

Alternativamente, la **Figura 5.2** presenta la curva de capacidad para el muro W01 del edificio de 5 pisos, junto con los valores de deriva de primer piso donde los materiales constitutivos alcanzan su capacidad. El muro presentado es de geometría intrincadas en la dirección X, con una gran aleta de un costado y otra pequeña en el otro extremo, mientras que en la dirección Y es simétrico. Es importante anotar que la presencia de este tipo de secciones transversales asimétricas es favorecida por la arquitectura de los edificios de muros delgados donde las culatas son conformadas por muros de gran longitud interceptados perpendicularmente por muros rectos que dividen dos espacios de un apartamento. La sección del muro y la dirección donde se realiza el análisis de capacidad se muestran en la **Figura 5.2d**. Se observa en la **Figura 5.2a** que la capacidad del muro es significativamente mayor debido a la gran porción de área en la aleta que se está traccionando y la falla del elemento está asociada al aplastamiento de concreto en el otro extremo, generando una pérdida de la capacidad del muro. Cuando se realiza el análisis en la dirección X negativa, la falla del muro se presenta debido a la ruptura de la malla electrosoldada en la aleta corta, la **Figura 5.2** muestra que la compresión de la gran aleta no genera la falla del concreto por aplastamiento. Por otro lado, en el eje Y del muro como se observa en la **Figura 5.2c** el acero de la malla presenta la ruptura antes que de que se aplaste el concreto. Al ser simétrico el muro en el eje Y se presenta el mismo comportamiento para ambas direcciones de análisis. Es decir, la falla del material coincide con la falla del muro: para la dirección X positiva se presenta el aplastamiento del concreto lo que genera la pérdida de capacidad, seguido por la ruptura de la malla, mientras que en la dirección X negativa y la dirección Y la caída de la capacidad está determinada por la ruptura de la malla y no se presenta aplastamiento del concreto debido a la gran porción de área

del muro que se está comprimiendo. Estos criterios de falla local servirán para definir los estados límites a nivel de elemento.

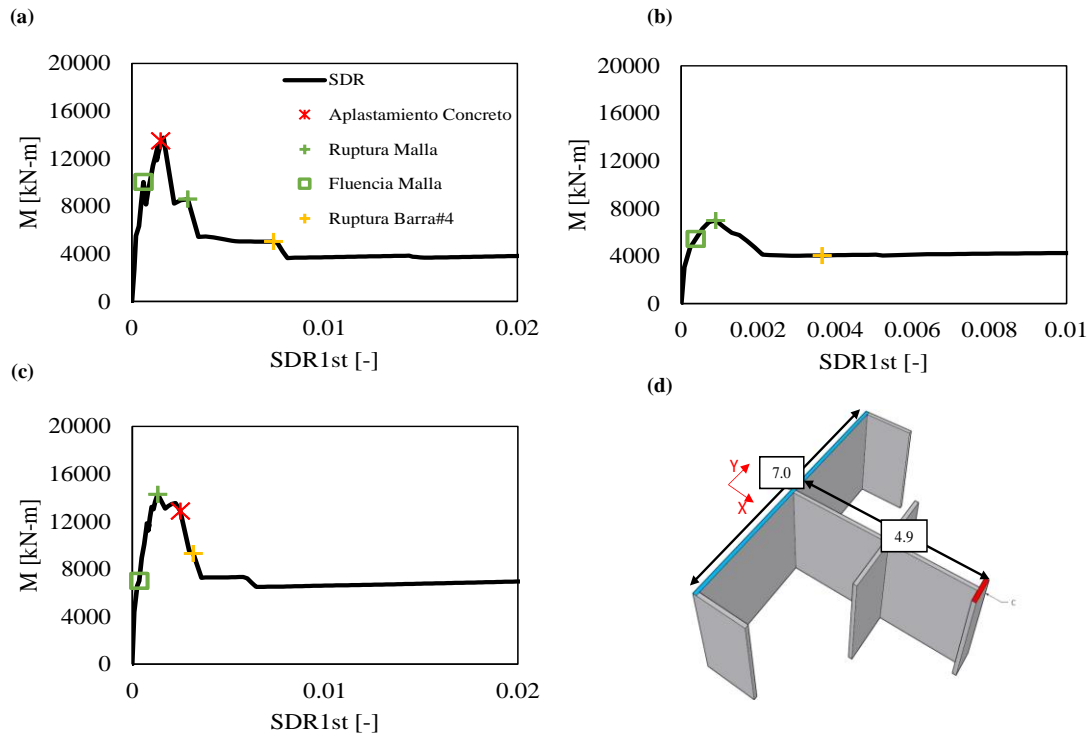


Figura 5.2 Curva de capacidad para muro W01, (a) X positivo, tracción de la aleta larga, (b) X negativo, compresión de la aleta larga, (c) Y positivo/negativo y (d) Sección del muro.

Por su poca rigidez los muros cortos no aportan mucho a la resistencia a cortante del edificio, aunque tienen una mayor capacidad de rotación en comparación de los muros largos. La **Figura 5.3a** presenta la curva de capacidad del muro W02 el cual se denominó como “muro corto” por su longitud, en comparación con los otros muros de los edificios. Como es un muro con geometría rectangular, presenta el mismo comportamiento en ambas direcciones de análisis, la falla que domina este muro es la ruptura de la malla seguido del aplastamiento del concreto. Al principio de la curva, se observa una caída de capacidad que está asociada al agrietamiento del concreto y se encuentra a niveles bajos de deformación. La región de agrietamiento es seguida por una parte lineal donde ocurren las primeras fluencias de las mallas y de las barras dúctiles. Para este caso, la falla del material que coincidió con la falla del muro fue la ruptura de la malla. Después que el elemento pierde la capacidad se presenta el aplastamiento del concreto.

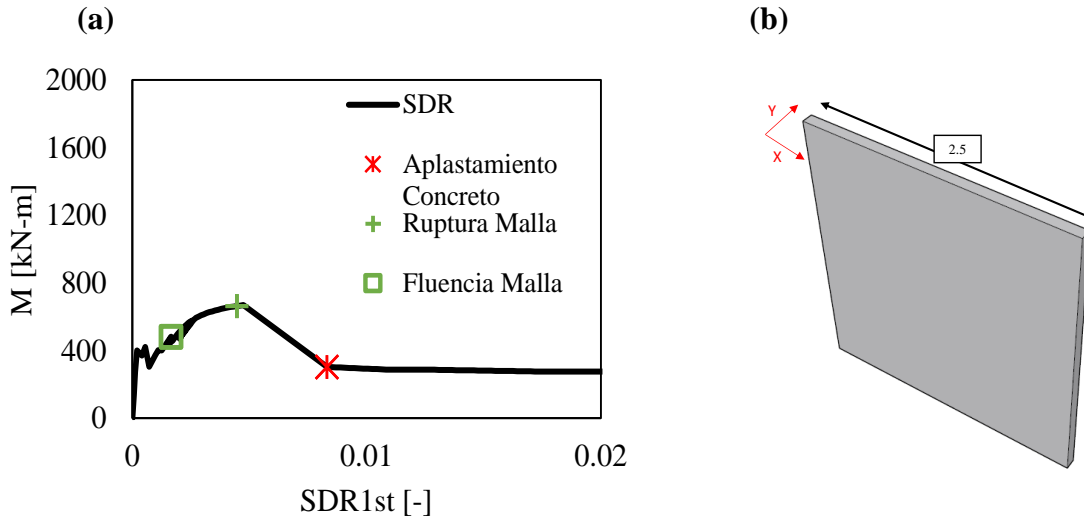


Figura 5.3 Curva de capacidad para muro W02, (a) X positivo/negativo y (b) Sección del muro.

El **Apéndice C** contiene gráficos en los que se describe el análisis de capacidad de cada uno de los muros de cada edificio. En total se realizó el análisis a 10 (diez) muros por cada edificio, teniendo en cuenta las direcciones en la que se realizaba el empuje lateral de los elementos.

5.2 Sensibilidad de la respuesta analítica de los muros delgados

De acuerdo con ASCE 41-17, los criterios de aceptación para sus estados límites se basan en la rotación de la rótula plástica, la cual se concentra en una porción de la longitud del elemento que típicamente se relaciona con la profundidad de flexión de este, por ejemplo, $L_p = l_w/2$. Por lo tanto, en una estructura conformada por muros, la formación de las rótulas puede variar de longitud y tener diferentes respuestas de deformación. En la modelación inelástica de estos elementos, la longitud de la rótula plástica se define con el número de puntos de integración, que además debe cumplir con un mínimo para garantizar una respuesta aceptable. Coleman & Spacone, (2001) indican que al discretizar en altura los elementos (i.e. a medida que los números de punto de integración aumentan), la longitud sobre la que se concentra la acción plástica (e.g. longitud de plastificación) disminuye, y la demanda de curvatura en la sección crítica aumenta para producir el mismo desplazamiento. Por esta razón, utilizar la variable de desplazamiento, independientemente del número de puntos de integración, es una opción que ofrece dos ventajas principales: (i) es objetiva, pues no depende de la discretización del elemento; (ii) es un parámetro que se puede obtener fácilmente en las oficinas de diseño. En contraste, la estimación numérica de valores de rotación en la zona plástica requiere de: (i) la regularización de los materiales, (ii)

conocer el valor real de la longitud de plastificación, el cuál es un parámetro desconocido para los muros delgados en cuestión, y (iii) es un parámetro ajeno a la cotidianidad de las oficinas de cálculo estructural. Según Coleman & Spacone, (2001) para estructuras que responden de manera elástica-perfectamente plástica, la respuesta pico a nivel global es invariante a la longitud numérica de la rótula plástica, sin embargo, la respuesta post-pico si depende de la discretización en altura del elemento , como se observa en la **Figura 5.4a**. Del mismo modo, la **Figura 5.4b** muestra que inclusive para respuesta dominada por ablandamiento por deformación (strain softening, en inglés), la respuesta global antes del pico es invariante al número de puntos de integración, es decir, es independientemente de la longitud de la rótula plástica. Sin embargo, en ambos casos, la respuesta local, es decir, a nivel de curvatura, y por ende de rotación en la rótula plástica, es altamente dependiente del tamaño del punto de integración.

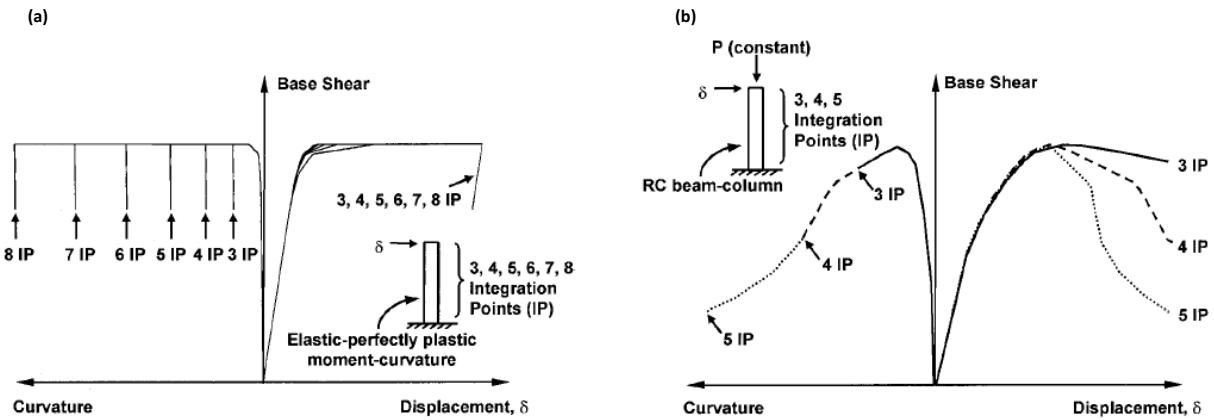


Figura 5.4 Respuesta de muro en “T” en términos de curvatura y desplazamiento con diferentes puntos de integración para modelos (a) Elásticos perfectamente plásticos y (b) con ablandamiento por deformación (Coleman et al. 2001).

Para demostrar lo anterior, y validar la propuesta de los modelos analíticos de este estudio, se realizó la calibración de los muros utilizando una longitud de rótula plástica de $3t_w$ y $6t_w$, y se describen las curvas de capacidad en términos de (i) la respuesta de deformación a nivel global, es decir, deriva de primer piso, y (ii) la respuesta de deformación a nivel local, es decir, rotación de la rótula plástica. El primer caso presentado, es el muro en “T” descrito anteriormente. La **Figura 5.5**, presenta el pushover en la dirección que tracciona la gran aleta y compara la respuesta del muro para las dos longitudes de rótula plástica implementadas. La **Figura 5.5a** muestra que para la deriva de primer piso la deformación en la que se alcanza el pico máximo es invariante, en comparación con los resultados locales de la **Figura 5.5b**, donde la respuesta de rotación en la

zona plástica se ve afectada por la longitud de la rótula plástica. Mientras que en el pico de respuesta la deriva de primer piso es 1.06 mayor cuando se utiliza $6t_w$, la de rotación es 2.00 veces mayor. El caso del muro rectangular se presenta en la Figura 5.6, y los resultados son similares a los descritos para el muro en T.

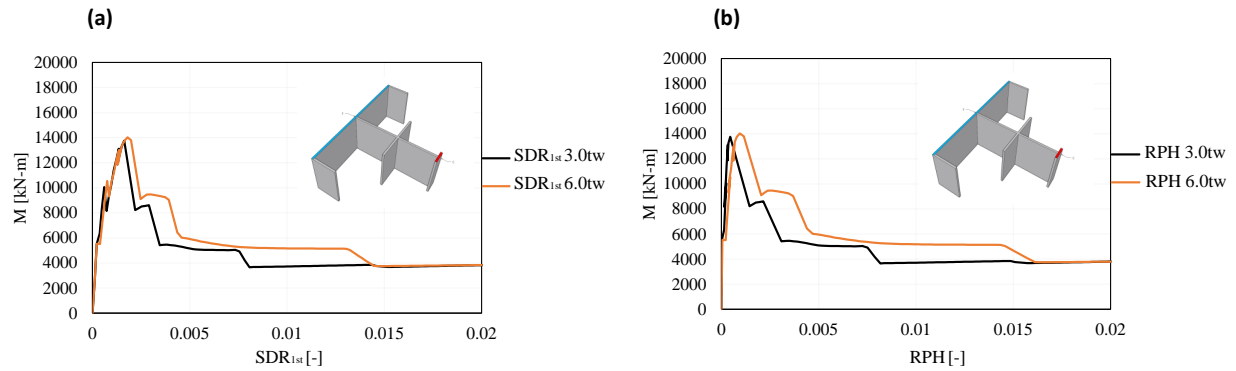


Figura 5.5 Respuesta de muro en “T” en términos de (a) Deriva de primer piso, SDR_{1st} y (b) Rotación de la rótula plástica.

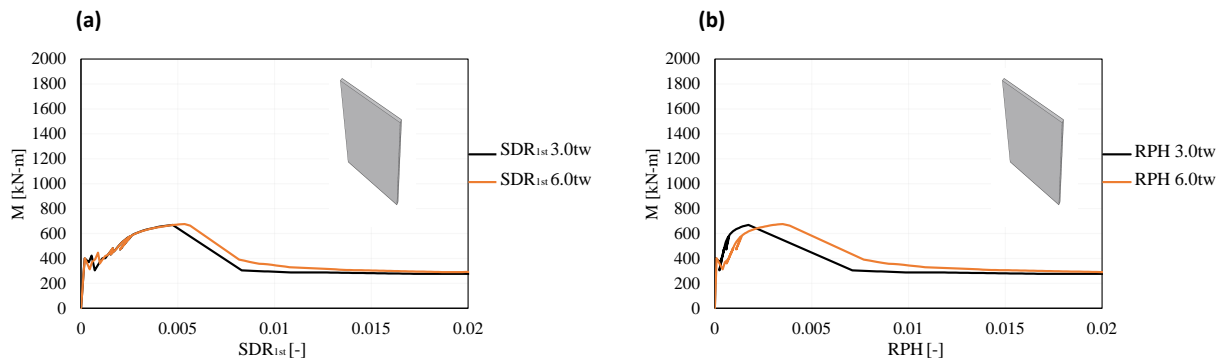


Figura 5.6 Respuesta de muro rectangular en términos de (a) Deriva de primer piso, SDR_{1st} y (b) Rotación de la rótula plástica.

Adicionalmente, se realizó un análisis de la respuesta de los muros a nivel de deriva de techo y de rotación del panel de primer piso teniendo en cuenta los dos valores de longitud de rótula plástica: $3t_w$ y $6t_w$. Esto se hace porque la deriva de techo es un parámetro común que se puede correlacionar con la demanda, aunque se reconoce que no es un parámetro de respuesta tan estable como la deriva de primer piso, pues es altamente dependiente de la altura del muro. La **Figura 5.7** y **Figura 5.8** muestran la respuesta del muro en “T” y el muro rectangular, respectivamente, para deriva de techo (RDR), deriva de primer piso (SDR_{1st}), rotación del panel de primer piso (Rot1st) y rotación de la rótula plástica (RPH). Como se observa, para longitud de rótula plástica de $3t_w$ y $6t_w$, la respuesta varía dependiendo del tipo de medida deformación. Pero como se demostró

anteriormente, la deriva de primer piso en el pico de capacidad presenta una deformación que no cambia mucho en función de la longitud de la rótula plástica hasta alcanzar el pico máximo, por lo tanto, es un parámetro confiable y es una medida de deformación que puede ser utilizada de forma estándar sin necesidad de una regularización más rigurosa. La **Tabla 21** muestra la relación entre la deformación bajo un esquema con $L_p = 6t_w$ y $L_p = 3t_w$ para los diferentes tipos de deformación seleccionada. Se corrobora que los valores de la relación para la deformación en la que se alcanza el pico máximo a nivel global son menores en comparación a la deformación a nivel local.

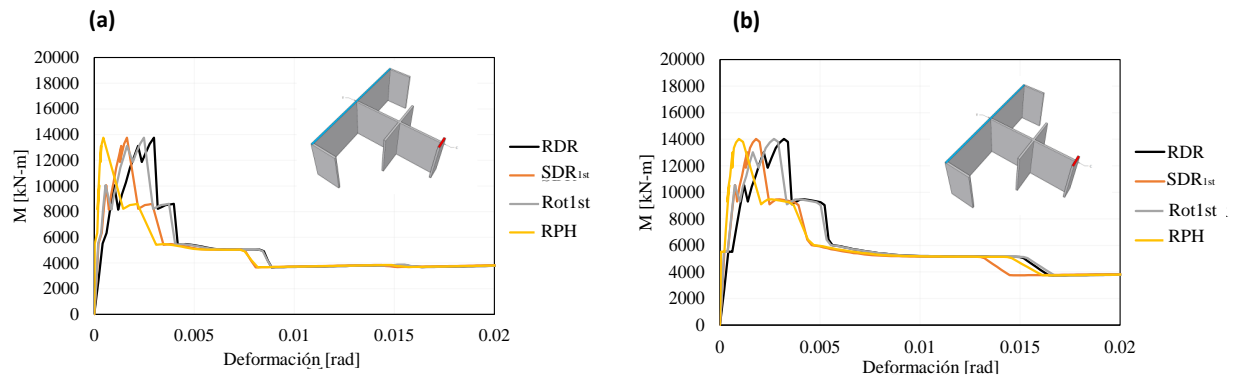


Figura 5.7 Respuesta de muro en “T” para discretización en (a) 3tw y (b) 6tw.

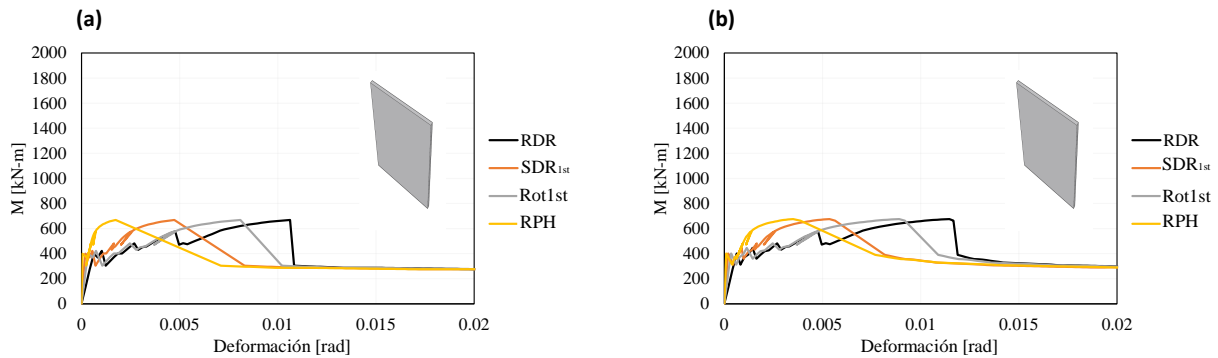


Figura 5.8 Respuesta de muro rectangular para discretización en (a) 3tw y (b) 6tw.

Tabla 21 Comparación de los niveles de deformación para longitud de rotula de 3tw y 6tw.

Nivel de deformación	Muro en T	Muro rectangular
SDR 6tw/3tw	1.05	1.06
RDR 6tw/3tw	1.10	1.07
Rot1st 6tw/3tw	1.08	1.09
RotPH 6tw/3tw	2.00	1.94

En el **Apéndice D** se muestran para cada uno de los muros el análisis de sensibilidad para las longitudes de $3t_w$ y $6t_w$, para deriva de primer piso, rotación de rotula plástica y la comparación de diferentes niveles de deformación.

5.3 Deriva de primer piso como medida de deformación

El análisis para estimar la capacidad de deformación de los muros se puede plantear en términos de deriva de cubierta (RDR, por sus siglas en ingles) y deriva de primer piso (SDR 1st). La **Figura 5.9** muestra la relación entre la deriva de primer piso y la deriva de cubierta de las estructuras analizadas en el **Capítulo 4**. En términos generales, en la figura se observa que la relación entre las dos derivas no es lineal, y que luego que las estructuras sobrepasan el desplazamiento asociado a la máxima capacidad, la deriva de primer piso empieza a alcanzar valores similares a los de la deriva de cubierta. Esto es un indicativo del fenómeno de localización de daño en el primer piso, caracterizado por la concentración de plasticidad cerca de la base de la estructura. Sin embargo, también indica que existe una porción importante del comportamiento asociada al estado elástico del sistema. En lo que sigue, se escoge la deriva de primer piso como el parámetro que se asocia mejor al daño presentado en los muros, en su sección crítica.

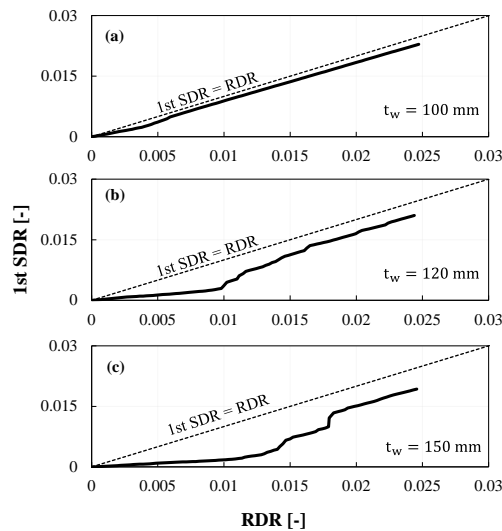


Figura 5.9 Relación entre la deriva de primer piso y la deriva de cubierta para los modelos de (a) 5 pisos, (b) 10 pisos y (c) 15 pisos. (Elaboración propia).

En la **Figura 5.10** se compara de la curva de capacidad de los edificios en términos de deriva de cubierta y de deriva de entre piso. Se observa que los pushover de los tres (3) edificios, varían entre si con la altura si se toma como desplazamiento de interés el desplazamiento de la cubierta; sin embargo, al tomar como referencia el desplazamiento relativo del primer piso, las

curvas de pushover son estables. Es decir, la curva de capacidad de los edificios llega al pico máximo en valores similares de desplazamiento relativo de primer piso, independientemente de la altura, esto ayuda a defender la idea que la deriva de primer piso es un parámetro más adecuado que la deriva de cubierta para definir la capacidad de deformación de las estructuras.

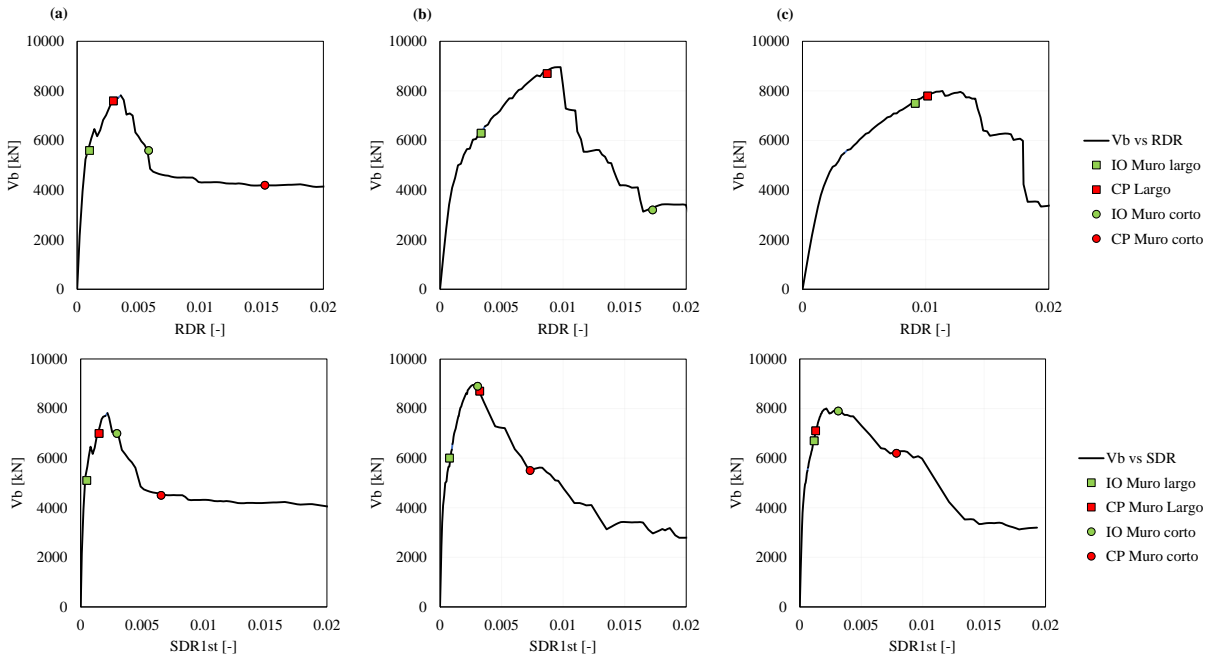


Figura 5.10 Pushover en términos de deriva de cubierta y deriva de entre piso para los modelos de (a) 5 pisos, (b) 10 pisos y (c) 15 pisos.

Los indicadores que se presentan en la **Figura 5.10**, son los valores de IO y CP que se obtuvieron para el muro en T y el muro corto explicados con anterioridad. Esta gráfica muestra cómo se refleja el comportamiento de los muros en la curva de capacidad, por ejemplo, el muro largo reporta un nivel de CP casi en la capacidad máxima de la edificación, mientras que el muro corto apenas está comenzando a fluir (Nivel IO) cuando ya la mayoría del edificio ha empezado a dañarse o ha disminuido su capacidad. Por lo tanto, establecer los estados límites permite entender el comportamiento de los muros dentro de la edificación. El CEER (2018) indica que los muros de mayor longitud y mayor cantidad de refuerzo son los que controlan el comportamiento de una edificación de muros sometidas a cargas sísmicas.

5.4 Análisis de base de datos analítica de muros delgados

A continuación, se presenta la metodología de estimación de los estados límites de los muros analíticos, la cual evalúa el punto en el que los materiales alcanzan un nivel de deformación establecido. En la siguiente **Figura 5.11** se presenta la curva de esfuerzo-deformación de los materiales utilizados en los modelos de muros y los valores de deformación de interés que permiten definir los estados límites a nivel de elemento, vale la pena recordar que estos puntos de deformación corresponden a la fluencia de la malla, la ruptura de la malla, la ruptura del acero dúctil y el aplastamiento del concreto.

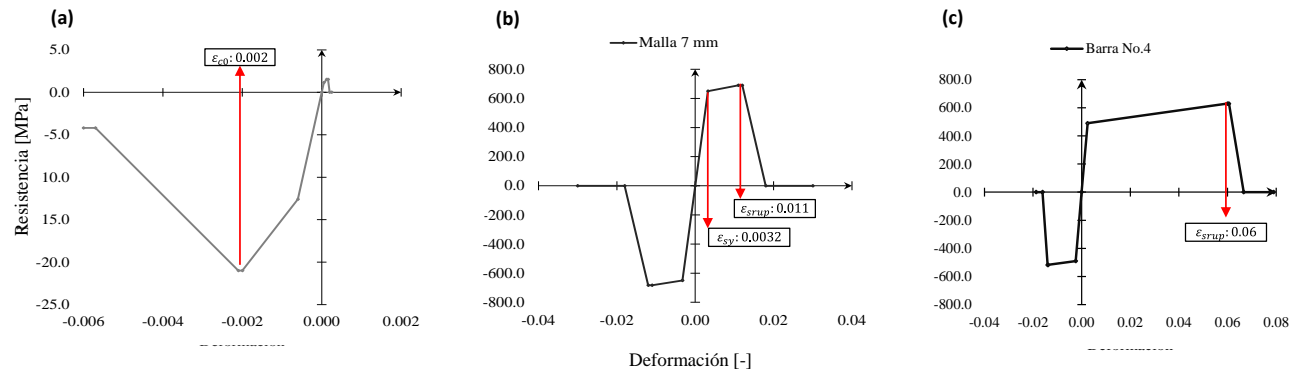


Figura 5.11 Modelos de curva de esfuerzo-deformación de los materiales, (a) Concreto confinado, (b) Malla electrosoldada y (c) Acero dúctil barra No.4.

La **Figura 5.2** y **Figura 5.3** muestran el análisis de los estados límites del material sobre la curva de capacidad de los muros, los cuales nos permiten establecer a nivel de falla de material los estados límites de los muros. Por ejemplo, en la **Figura 5.12** y **Figura 5.13** para el muro rectangular y el muro en “T”, se presentan los estados límites IO y CP para en todas sus direcciones. Se observa que para el nivel IO se toma el valor de deformación correspondiente a la fluencia de la malla, mientras que el nivel de CP es el valor donde ocurre la falla del material, ya sea en la ruptura del acero o aplastamiento del concreto, el cual coincide con la falla del elemento y su pérdida de capacidad.

El análisis realizado anteriormente se repite para todas las secciones de la base de datos que se presenta a continuación (ver **Figura 5.14**).

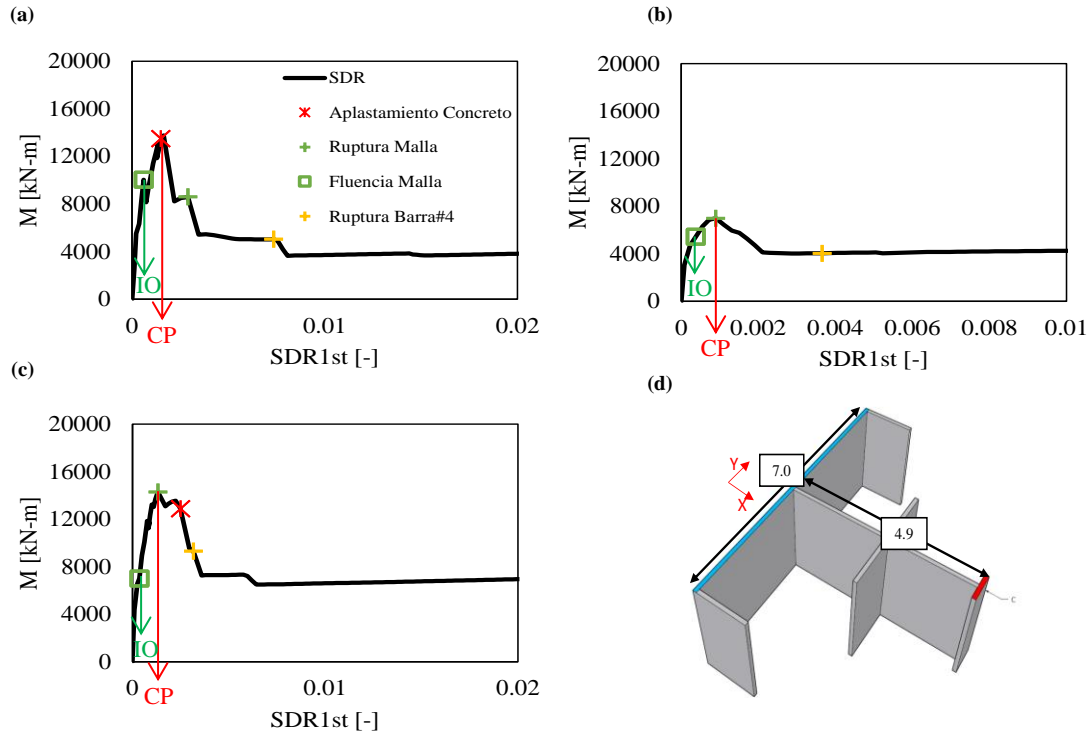


Figura 5.12 Curva de capacidad para muro W01 con los niveles de los estados limites IO y CP definidos, (a) X positivo, tracción de la aleta larga, (b) X negativo, compresión de la aleta larga, (c) Y positivo/negativo y (d) Sección del muro.

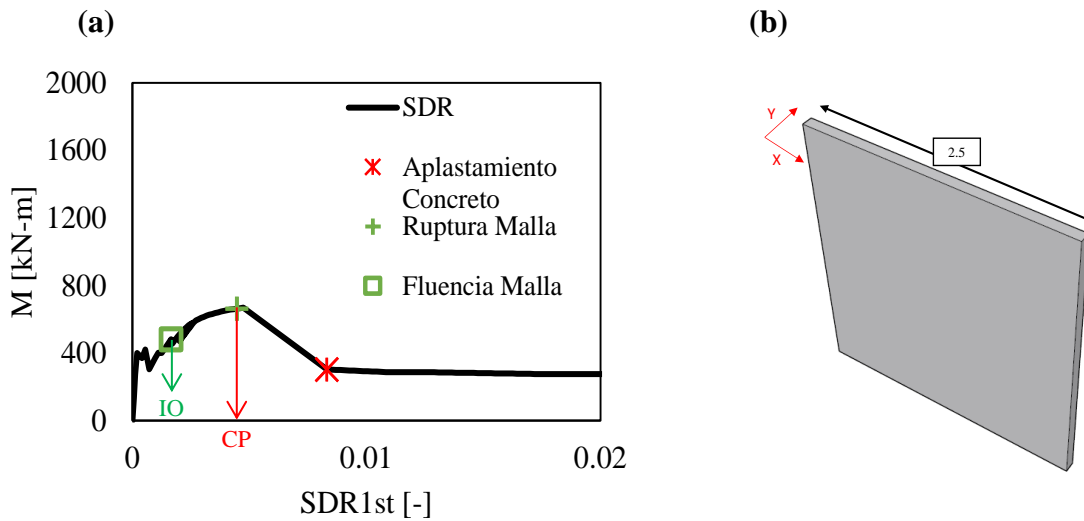
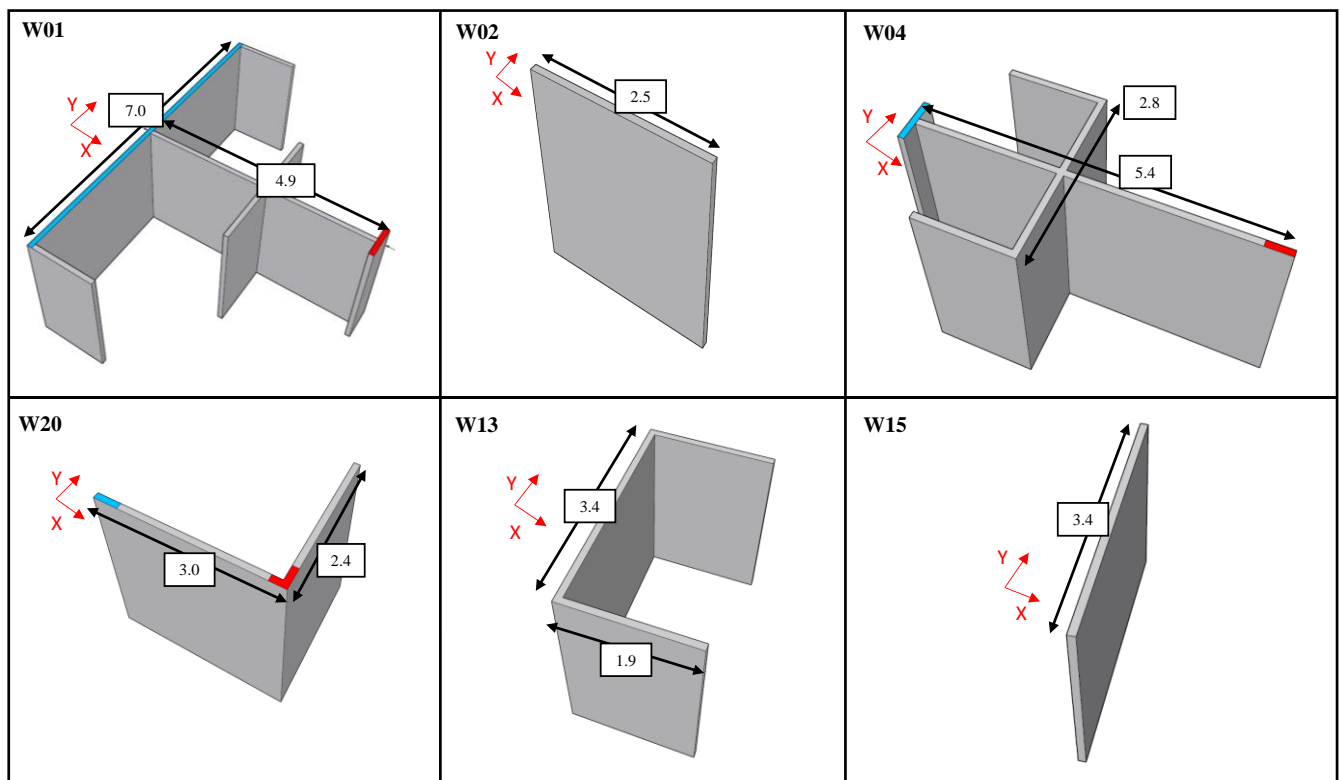


Figura 5.13 Curva de capacidad para muro W02 con los niveles de los estados limites IO y CP definidos, (a) X positivo/negativo y (b) Sección del muro.

Se propone la siguiente clasificación de muro para obtener sus estados límite: 1) según geometría de la sección, sea muro rectangular o con aleta (e.g. en forma de “T”); 2) según relación de carga axial $P/A_g f_c$, entre menores y mayores a 7.5%; y 3) para los muros con aleta, o en forma de “T”, según la dirección de análisis en muros cuya aleta se encuentra a tracción o compresión. La **Figura 5.14** presenta la base de datos de secciones transversales de los muros analíticos, y la **Tabla 22** muestra los metadatos de cada espécimen. En total la base de datos de muros analíticos provee 81 casos, dada la variedad de geometrías, direcciones de carga, y niveles de carga axial provista por las tres alturas consideradas.



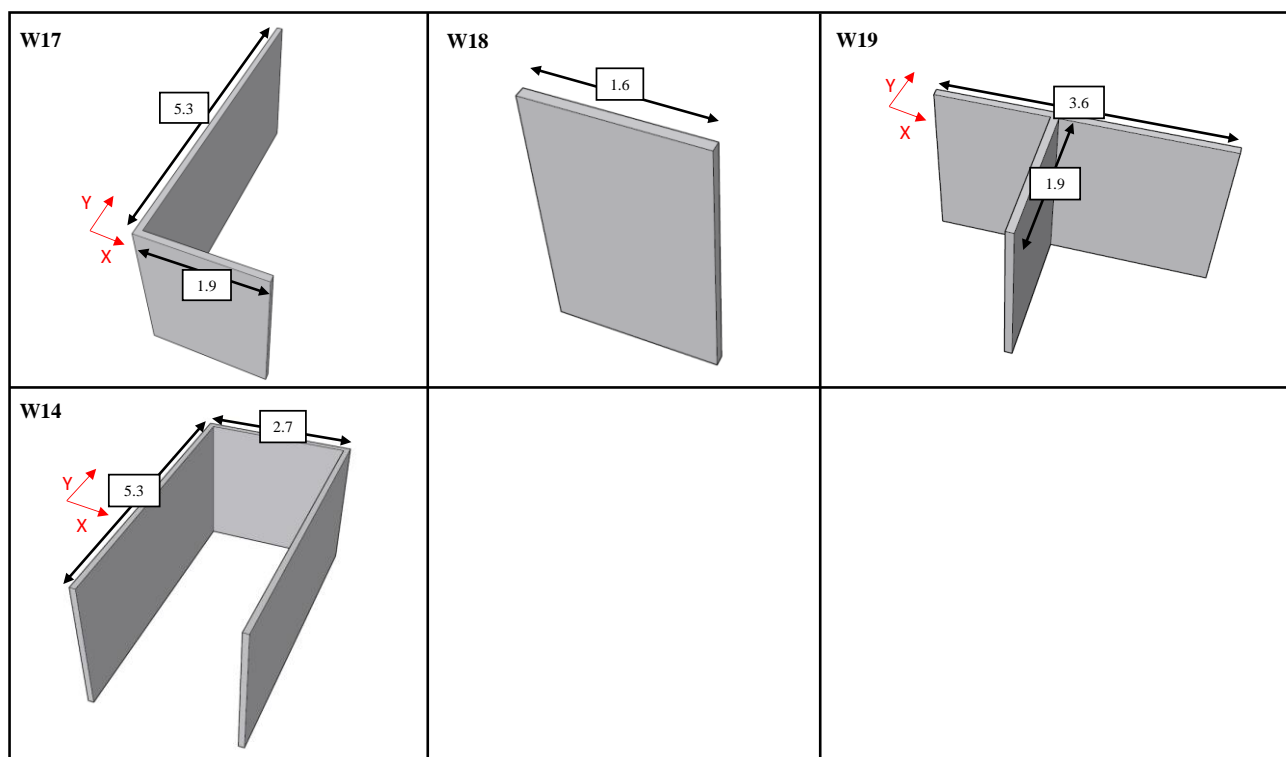


Figura 5.14 Geometría de los muros y dirección de análisis.

Tabla 22 Base de datos de los muros analíticos.

Muro ID	tw [m]	lw [m]	M/Vlw ⁽¹⁾	Geometría ⁽²⁾	$\frac{P}{Agf'_c}$ ⁽³⁾	Aleta Tracción ⁽⁴⁾	As-As' ⁽⁵⁾	IO	CP
W01	0.1	4.9	2.55	T	0.0432	SI	0.0026	0.0006	0.0015
	0.1	4.9	2.55	T	0.0432	NO	-0.0026	0.0004	0.0009
	0.1	7	1.79	T	0.0432	NO	0.0000	0.0004	0.0013
W02	0.1	2.5	5.00	R	0.0286	NO	0.0000	0.0016	0.0045
W04	0.1	5.4	2.31	T	0.0434	SI	0.0002	0.0003	0.0013
	0.1	5.4	2.31	T	0.0434	NO	-0.0002	0.0003	0.0009
	0.1	2.8	4.46	T	0.0434	NO	0.0000	0.0010	0.0039
W20	0.1	3	4.17	T	0.0452	NO	-0.00084	0.0012	0.0031
	0.1	3	4.17	T	0.0452	SI	0.00084	0.0013	0.0021
	0.1	2.4	5.21	T	0.0452	SI	-0.00084	0.0019	0.0027
	0.1	2.4	5.21	T	0.0452	NO	0.00084	0.0006	0.0039
W13	0.1	1.9	6.58	T	0.0401	SI	0.0009	0.0028	0.0038
	0.1	1.9	6.58	T	0.0401	NO	-0.0009	0.0017	0.0048
	0.1	3.4	3.68	R	0.0401	NO	0.0000	0.0012	0.0027
W15	0.1	3.4	3.68	R	0.0345	NO	0.0000	0.0014	0.0032
W17	0.1	1.9	6.58	T	0.0432	SI	0.0016	0.0035	0.0027
	0.1	1.9	6.58	T	0.0432	NO	-0.0016	0.0006	0.0044

Muro ID	tw [m]	lw [m]	M/Vlw ⁽¹⁾	Geometría ⁽²⁾	$\frac{P}{A_g f'_c}$ ⁽³⁾	Aleta Tracción ⁽⁴⁾	As-As' ⁽⁵⁾	IO	CP
	0.1	5.3	2.36	T	0.0432	SI	0.0005	0.0010	0.0021
	0.1	5.3	2.36	T	0.0432	NO	-0.0005	0.0008	0.0020
W18	0.1	1.6	7.81	R	0.0631	NO	0.0000	0.0029	0.0065
W19	0.1	3.6	3.47	T	0.0398	NO	0.0000	0.0006	0.0034
	0.1	3.6	3.47	T	0.0398	NO	0.0000	0.0006	0.0029
	0.1	1.9	6.58	T	0.0398	NO	-0.0009	0.0007	0.0044
	0.1	1.9	6.58	T	0.0398	SI	0.0009	0.0032	0.0028
W14	0.1	2.7	4.63	T	0.0695	NO	0.0000	0.0007	0.0025
	0.1	5.3	2.36	T	0.0695	NO	-0.0007	0.0008	0.0019
	0.1	5.3	2.36	T	0.0695	SI	0.0007	0.0007	0.0021
W01	0.12	4.9	5.10	T	0.0548	SI	0.0036	0.0014	0.0020
	0.12	4.9	5.10	T	0.0548	NO	-0.0036	0.0008	0.0021
	0.12	7	3.57	T	0.0548	NO	0.0000	0.0008	0.0020
W02	0.12	2.5	10.00	R	0.0370	NO	0.0000	0.0018	0.0049
W04	0.12	5.4	4.63	T	0.0550	SI	0.0010	0.0009	0.0018
	0.12	5.4	4.63	T	0.0550	NO	-0.0010	0.0009	0.0025
	0.12	2.8	8.93	T	0.0550	NO	0.0000	0.0009	0.0047
W20	0.12	3	8.33	T	0.0538	NO	-0.00130	0.0013	0.0032
	0.12	3	8.33	T	0.0538	SI	0.00130	0.0019	0.0026
	0.12	2.4	10.42	T	0.0538	SI	-0.00148	0.0026	0.0029
	0.12	2.4	10.42	T	0.0538	NO	0.00148	0.0016	0.0037
W13	0.12	1.9	13.16	T	0.0503	SI	0.0018	0.0029	0.0045
	0.12	1.9	13.16	T	0.0503	NO	-0.0018	0.0019	0.0049
	0.12	3.4	7.35	R	0.0503	NO	0.0000	0.0013	0.0028
W15	0.12	3.4	7.35	R	0.0406	NO	0.0000	0.0013	0.0037
W17	0.12	1.9	13.16	T	0.0516	SI	0.0020	0.0036	0.0027
	0.12	1.9	13.16	T	0.0516	NO	-0.0020	0.0018	0.0042
	0.12	5.3	4.72	T	0.0516	SI	0.0021	0.0011	0.0017
	0.12	5.3	4.72	T	0.0516	NO	-0.0021	0.0008	0.0018
W18	0.12	1.6	15.63	R	0.0654	NO	0.0000	0.0030	0.0070
W19	0.12	3.6	6.94	T	0.0468	NO	0.0000	0.0014	0.0025
	0.12	3.6	6.94	T	0.0468	NO	0.0000	0.0013	0.0029
	0.12	1.9	13.16	T	0.0468	NO	-0.0027	0.0018	0.0048
	0.12	1.9	13.16	T	0.0468	SI	0.0027	0.0034	0.0027
W14	0.12	2.7	9.26	T	0.0838	NO	0.0000	0.0017	0.0033
	0.12	5.3	4.72	T	0.0838	NO	-0.0008	0.0008	0.0020
	0.12	5.3	4.72	T	0.0838	SI	0.0008	0.0010	0.0021
W01	0.15	4.9	5.36	T	0.1064	SI	0.0046	0.0013	0.0013
	0.15	4.9	5.36	T	0.1064	NO	-0.0046	0.0008	0.0022

Muro ID	tw [m]	lw [m]	M/Vlw ⁽¹⁾	Geometría ⁽²⁾	$\frac{P}{Agf'_c}$ ⁽³⁾	Aleta Tracción ⁽⁴⁾	As-As' ⁽⁵⁾	IO	CP
	0.15	7	7.65	T	0.1064	NO	0.0000	0.0008	0.0021
W02	0.15	2.5	15.00	R	0.0571	NO	0.0000	0.0018	0.0053
W04	0.15	5.4	6.94	T	0.1021	SI	0.0010	0.0010	0.0016
	0.15	5.4	6.94	T	0.1021	NO	-0.0010	0.0008	0.0027
	0.15	2.8	13.39	T	0.1021	NO	0.0000	0.0011	0.0049
W20	0.15	3	12.50	T	0.1106	NO	-0.00013	0.0013	0.0037
	0.15	3	12.50	T	0.1106	SI	0.00013	0.0019	0.0028
	0.15	2.4	15.63	T	0.1106	SI	-0.00148	0.0026	0.0031
	0.15	2.4	15.63	T	0.1106	NO	0.00148	0.0016	0.0046
W13	0.15	1.9	19.74	T	0.0907	SI	0.0015	0.0029	0.0047
	0.15	1.9	19.74	T	0.0907	NO	-0.0015	0.0019	0.0060
	0.15	3.4	11.03	R	0.0907	NO	0.0000	0.0013	0.0031
W15	0.15	3.4	11.03	R	0.0607	NO	0.0000	0.0015	0.0040
W17	0.15	1.9	19.74	T	0.0943	SI	0.0013	0.0037	0.0025
	0.15	1.9	19.74	T	0.0943	NO	-0.0013	0.0021	0.0058
	0.15	5.3	7.08	T	0.0943	SI	0.0021	0.0011	0.0018
	0.15	5.3	7.08	T	0.0943	NO	-0.0021	0.0016	0.0022
W18	0.15	1.6	23.44	R	0.0931	NO	0.0000	0.0031	0.0079
W19	0.15	3.6	10.42	T	0.0717	NO	0.0000	0.0018	0.0022
	0.15	3.6	10.42	T	0.0717	NO	0.0000	0.0017	0.0027
	0.15	1.9	19.74	T	0.0717	NO	-0.0059	0.0020	0.0058
	0.15	1.9	19.74	T	0.0717	SI	0.0059	0.0035	0.0023
W14	0.15	2.7	13.89	T	0.1458	NO	0.0000	0.0017	0.0036
	0.15	5.3	7.08	T	0.1458	NO	-0.0006	0.0008	0.0020
	0.15	5.3	7.08	T	0.1458	SI	0.0006	0.0011	0.0021

(1) Relación de luz de corte versus profundidad efectiva.

(2) Geometría de muro, la “T” para los muros con esa forma y la “R” para muros rectangulares.

(3) Relación de carga axial.

(4) Tipo de análisis, SI para aleta a tracción y NO para aleta a compresión.

(5) Relación de cuantía en el muro.

A continuación, se presentan respuestas analíticas de la capacidad de deformación de los muros delgados en la base de datos, en términos de la relación longitud sobre espesor. Como se mencionó en el anterior apartado, los valores de IO están relacionados a la fluencia de la malla, mientras que los valores de CP a la falla de los materiales.

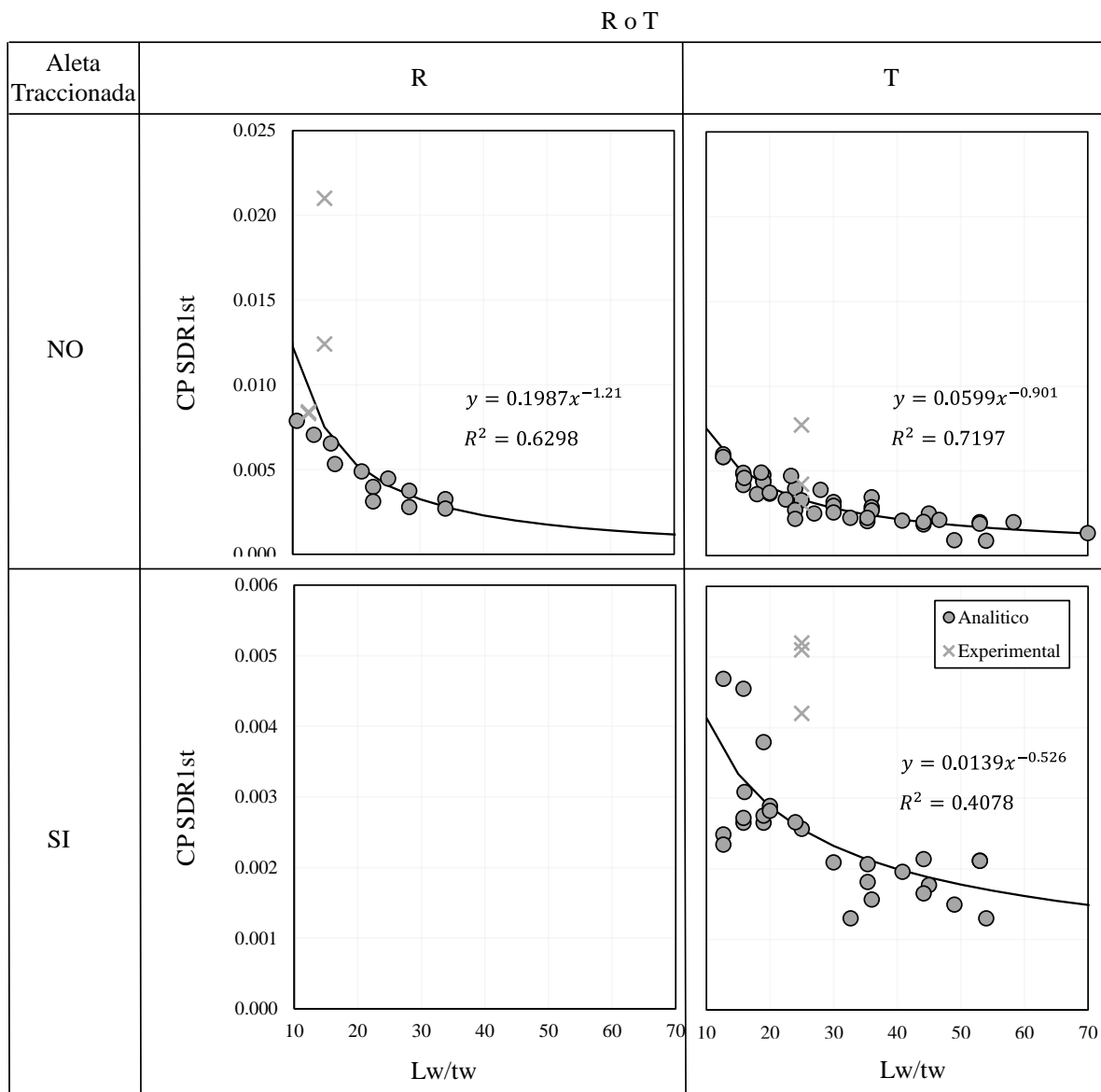


Figura 5.15 Capacidad de deriva de primer piso (CP) versus relación longitud sobre espesor, para la base de datos analítico/experimental.

La **Figura 5.15** muestra los resultados de capacidad de deformación para el nivel CP en función de la relación de longitud sobre espesor, se presenta una clasificación de los muros por geometría y tipo de esfuerzo (sometido a tracción o compresión).

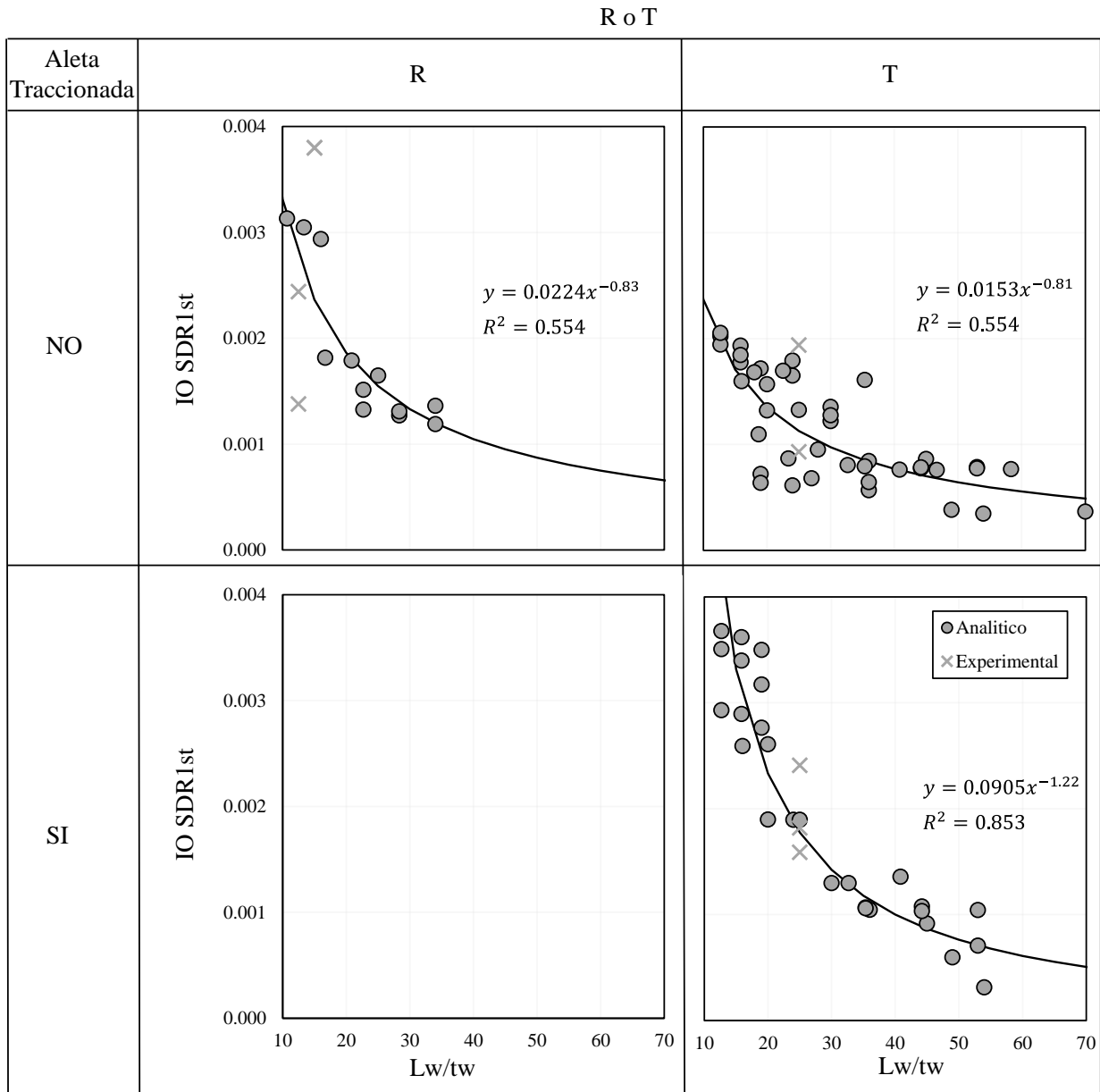


Figura 5.16 Capacidad de deriva de primer piso (IO) versus relación longitud sobre espesor, para la base de datos analítico/experimental.

De igual manera, la **Figura 5.16** presenta los resultados de capacidad de deformación para el nivel IO en función de la relación de longitud sobre espesor, siguiendo la misma clasificación mencionada anteriormente.

Además, se presentan los resultados de capacidad de deriva clasificándolos por relación de carga axial, para valores menores y mayores que el 7.0%, tal como se muestra en las siguientes figuras.

La **Figura 5.17** muestra resultados de capacidad de deformación en términos de deriva de primer piso versus la relación longitud sobre espesor, para muros con geometría rectangular. En la figura se presenta un ajuste potencial que contiene los muros rectangulares analizados, de este modo se genera una expresión que indica el nivel CP en función de la longitud para muros con geometría rectangular. Se añade un marcador con la respuesta experimental de deformación de los muros experimentales de Blandon et al. (2018).

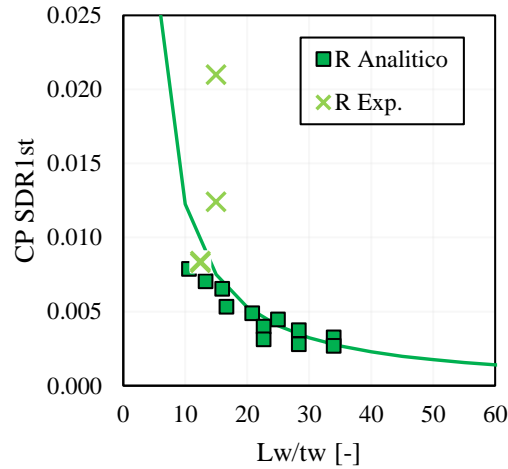


Figura 5.17 Capacidad de deriva de primer piso (CP) versus relación longitud sobre espesor, para muros rectangulares. (Elaboración propia).

La **Figura 5.18** indica resultados de capacidad de deformación en términos de deriva de primer piso versus la relación longitud sobre espesor, para muros en forma de “T” sometidos a tracción y compresión en la aleta a bajos niveles de carga axial ($ALR \leq 7.0\%$).

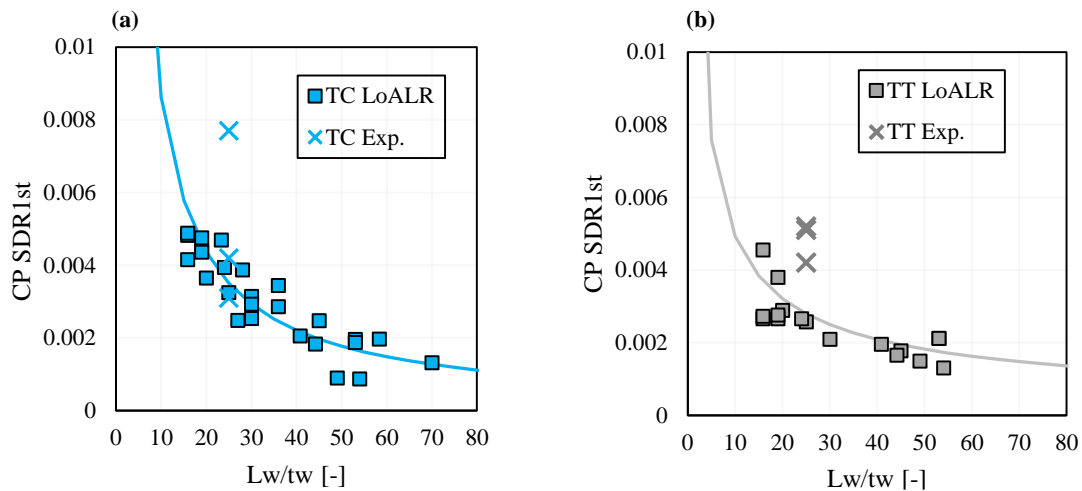


Figura 5.18 Capacidad de deriva de primer piso (CP) versus relación longitud sobre espesor, para muros en forma de T sometidos (a) Compresión en la aleta y (b) Tracción en la aleta, con $ALR \leq 7.0\%$. (Elaboración propia).

La deformación de los muros ensayados por Blandón et al. (2018) son incluidas dentro de estas graficas ya que están dentro de la división de los muros en forma de “T” y como se observa en la **Figura 5.18a**, la respuesta experimental a compresión es similar a la de algunos muros analíticos y se ajustan a la curva potencial planteada.

Por otro lado, aunque no se tienen resultados experimentales para comparar con muros con altos niveles de carga axial ($ALR > 7.0\%$), se plantea un ajuste potencial como en los anteriores casos para los muros analíticos en forma de “T”, tal como presenta la **Figura 5.19a** y la **Figura 5.19b**.

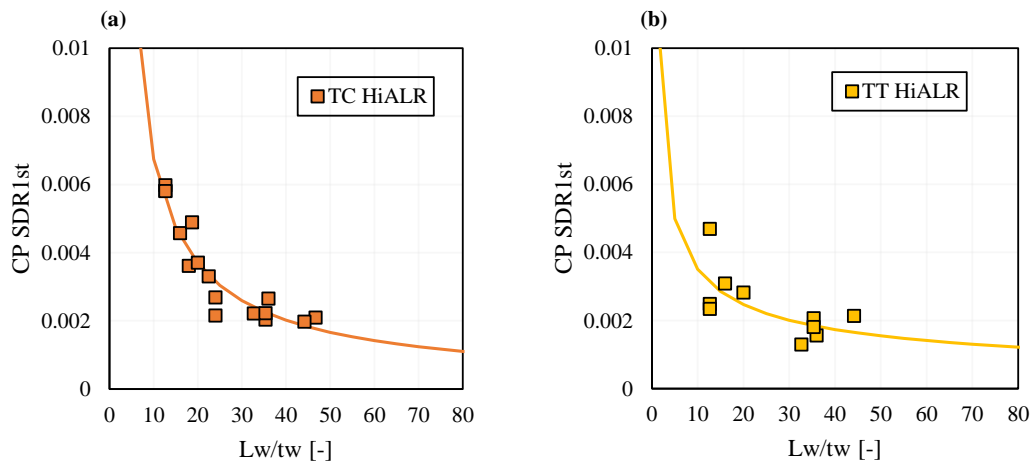


Figura 5.19 Capacidad de deriva de primer piso (CP) versus relación longitud sobre espesor, para muros en forma de T sometidos (a) Compresión y (b) Tracción, con $ALR > 7.0\%$. (Elaboración propia).

De esta manera, se obtiene una expresión que relacione la capacidad de deformación de los muros en términos de deriva de primer piso en función de la relación longitud sobre espesor de muro, que dependerá de los valores de la constante (α) y el exponente (β) del ajuste potencial.

$$CP_{SDR} = \frac{\alpha}{(L_w/t_w)^\beta} \quad 14$$

La Tabla 23 resume el valor de los coeficientes para los resultados obtenidos de la curva de capacidad de deformación.

Tabla 23 Valores de los coeficientes del ajuste para la ecuación de CP_{SDR} .

Muro	ALR	Análisis	α	β	R^2
Rectangular	-	-	0.1987	1.21	0.63
Muro T	$\leq 7.0\%$	Tracción	0.0205	0.62	0.48
Muro T	$\leq 7.0\%$	Compresión	0.0829	0.98	0.69
Muro T	$> 7.0\%$	Tracción	0.0113	0.51	0.51
Muro T	$> 7.0\%$	Compresión	0.0500	0.87	0.87

Por otra parte, se realizó el mismo procedimiento para determinar una expresión relacionada al estado límite de Ocupación Inmediata.

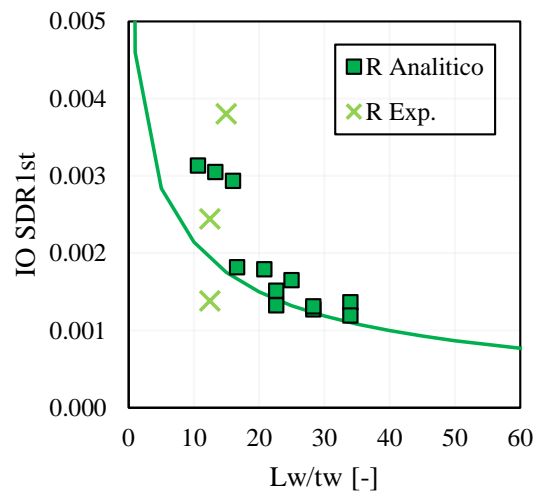


Figura 5.20 Capacidad de deriva de primer piso (IO) versus relación longitud sobre espesor, para muros rectangulares. (Elaboración propia).

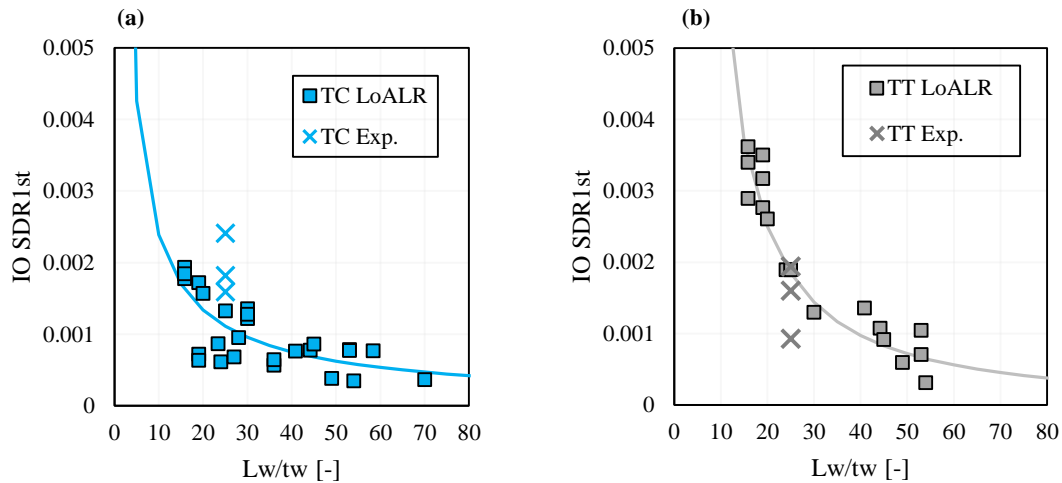


Figura 5.21 Capacidad de deriva de primer piso (IO) versus relación longitud sobre espesor, para muros en forma de T sometidos (a) Compresión y (b) Tracción, con ALR $\leq 7.0\%$. (Elaboración propia).

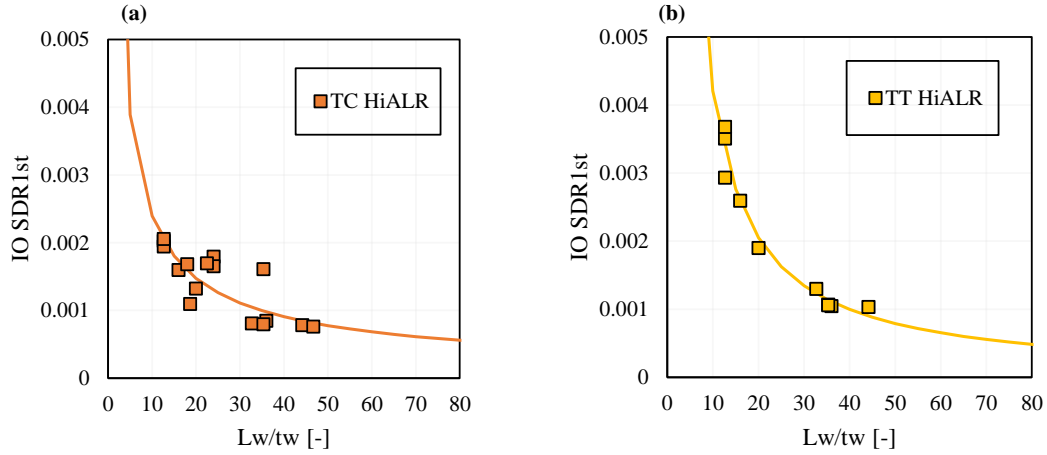


Figura 5.22 Capacidad de deriva de primer piso (IO) versus relación longitud sobre espesor, para muros en forma de T sometidos (a) Compresión y (b) Tracción, con ALR > 7.0%. (Elaboración propia).

La **Ecuación 15** expresa la capacidad de deformación de los muros en términos de deriva de primer piso en función de la relación longitud sobre espesor, para el estado límite de Ocupación Inmediata.

$$IO_{SDR} = \frac{\alpha}{(L_w/t_w)^\beta} \quad 15$$

La **Tabla 22** resume el valor de los coeficientes para los resultados obtenidos de la curva de capacidad de deformación.

Tabla 24 Valores de los coeficientes del ajuste para la ecuación de IO_{SDR} .

Muro	ALR	Análisis	α	β	R^2
Rectangular	-	-	0.0182	0.77	0.58
Muro T	$\leq 7.0\%$	Tracción	0.1471	1.36	0.81
Muro T	$\leq 7.0\%$	Compresión	0.0163	0.83	0.46
Muro T	$> 7.0\%$	Tracción	0.0459	1.04	0.97
Muro T	$> 7.0\%$	Compresión	0.0120	0.70	0.66

A partir de estas expresiones, se puede determinar los criterios de aceptación para los estados límites IO y CP de muros delgados de concreto reforzado en Colombia a partir de la relación longitud sobre espesor de los elementos. Sin embargo, se observa que el límite CP estimado con la metodología es conservador, mientras que el límite IO parece estar más ajustado a los ensayos experimentales, aun así, es difícil hacer una conclusión contundente por que la cantidad de ensayos experimentales no es grande.

Capítulo 6 – Resumen y conclusiones

En esta investigación se presentó el desarrollo de una metodología para la evaluación basada en desempeño de muros delgados de concreto reforzado en Colombia.

El **Capítulo 1** presenta los fundamentos y desarrollo del PBSB en la literatura, donde se indican los conceptos básicos del diseño en desempeño, así como contextualizar, la evolución y avances de esta filosofía de diseño. La revisión de literatura incluyó un resumen de las propuestas que se han utilizado para los objetivos de desempeño, los niveles de desempeño, los niveles de peligro sísmico y los criterios de aceptación para la evaluación de desempeño, que permitieron entender el concepto de PBSB en los muros estructurales. Por otro lado, hay pocos estudios que permitan ampliar la información y los criterios de esta filosofía de diseño basado en desempeño en Latinoamérica, razón por la cual, es un tema de investigación que se ha venido desarrollando durante el último siglo.

El **Capítulo 2** indica la teoría fundamental para la modelación analítica de edificios y elementos estructurales, utilizando un programa de modelación macroscópica. Para el desarrollo de la modelación no lineal de muros estructurales de concreto reforzado teniendo en cuenta: i) el comportamiento no lineal definido por las propiedades del material, y ii) el tipo de elemento utilizado, para este caso elementos de fibra.

Por su parte, el **Capítulo 3** valida la respuesta de modelos computacionales de muros delgados en Perform-3D con ensayos experimentales. A partir de los modelos experimentales desarrollados en la literatura fue posible verificar y comprobar la respuesta analítica de muros estructurales de concreto. Se llevó a cabo la modelación de cinco muros con diferente sección transversal, longitud, altura, relación de aspecto y relación de carga axial. Los cuales fueron calibrados a partir de los valores experimentales de las propiedades de los materiales, se siguió en cada uno los protocolos de carga lateral y vertical capturando de manera adecuada la respuesta no lineal. De los resultados se puede indicar que: i) Para muros gobernados por flexión la respuesta histórica del modelo analítico es similar a el resultado experimental, en algunos casos la capacidad es sobrestimada, ii) para los muros que tenían perfil de desplazamiento, se evidencia un comportamiento preciso por parte del modelo analítico, iii) para muros con baja relación de aspecto

o muros cortos, el modelo no captura la respuesta de manera adecuada y no tiene en cuenta la pérdida de capacidad en los ciclos por el efecto del cortante.

Adicionalmente, se llevó a cabo la calibración de los modelos inelásticos, utilizando los resultados experimentales de cuatro muros delgados colombianos presentados por Blandon et al. (2018). Teniendo en cuenta las propiedades presentadas y la característica de estos muros, se les realizó un análisis de pushover cíclico que indica que: i) el comportamiento de la histéresis es aceptable en comparación con los resultados experimentales, no obstante, no se reproduce al pérdida de rigidez en los ciclos de manera precisa, ii) se logra capturar la capacidad máxima cuando se comprime la aleta, iii) para muros en “T” los modelos sobrestiman la capacidad cuando se tracciona la aleta, y iv) para estos muros se presentó una falla por deslizamiento de barras de traslazo, la cual no es posible capturar en el modelo analítico. Razón por la cual, estos modelos analíticos están prediciendo de manera aproximada la capacidad de rotación de los ensayos experimentales y la resistencia a carga lateral.

El **Capítulo 4** presenta el desarrollo de una metodología para determinar los criterios de aceptación para la evaluación basada en desempeño en muros delgados de concreto reforzado. Se llevó a cabo un análisis de dos muros, uno en forma de “T” y uno rectangular con el fin de comprobar los criterios de aceptación en los muros delgados en Colombia utilizando la normativa ASCE 41-17. Los resultados muestran que los estados límites propuestos por el código internacional sobre predicen la capacidad de rotación de los muros, por consiguiente, se propuso una metodología para estimar los criterios de aceptación para muros delgados colombianos. Se plantea el estudio de 3 edificios de muros de concreto reforzado con diferentes espesores, igual geometría en planta y alturas variable. Se realizó un modelo elástico para el análisis sísmico y el diseño estructural según la normativa NSR-10, generando un base de datos de muros delgados que tienen: i) Espesor variable, ii) relación de carga axial variable, iii) diferentes niveles de altura y relaciones de aspecto, y iv) distribución de acero de refuerzo.

A partir de los modelos inelásticos de la estructura global, se realizó un análisis de plastificación progresiva y se indican las siguientes deducciones: i) Los valores de sobre resistencia varían con altura, lo que contrasta con el valor único de sobre resistencia estructural especificado como 2.5 por la NSR-10, ii) la capacidad de deformación de la curva de pushover aumenta con altura si se estima en término de la deriva de techo, pero es relativamente invariante si se estima

en término de la deriva de primer piso, donde toda la demanda inelástica, y el daño se concentra. Se escoge por ello la deriva de primer piso como medida de deformación para estimar la capacidad de los muros de interés.

De los edificios en estudio, se aisló cada muro para obtener una base de datos analítica, a los que se les realizó un análisis de plastificación progresiva para estimar la capacidad de los muros en términos de momento y desplazamiento, con el fin de definir los criterios de aceptación. Se propuso identificar en la curva de capacidad lo que ocurría con cada uno de los materiales, así: para el nivel IO, la propuesta es utilizar la fluencia de la malla y para el nivel CP, la falla del material. De los resultados, se observó: i) Para el 60% de los muros analíticos el límite de CP está controlado por la falla de ruptura de la malla, mientras que el 40% presentan la falla por aplastamiento de concreto, y ii) Los muros de gran tamaño aportan capacidad a la resistencia lateral, mientras que los muros más cortos sirven para la transmisión de cargas verticales.

Por último, luego de identificar para cada muro de la base de datos la deformación de los materiales y determinar el valor de capacidad de deriva de primer piso de los niveles IO y CP planteados, se proponen expresiones para los criterios de aceptación IO y CP de los muros delgados de concreto reforzado en términos de la longitud normalizada del muro. En comparación con los pocos resultados experimentales, las curvas para IO se ajustan bien a los resultados experimentales, y las curvas para CP se consideran un poco conservadoras, aunque la cantidad de experimentos es escasa para trazar una conclusión definitiva, sin embargo, los resultados trazan el límite inferior para estudios futuros que se adelanten en el país.

Referencias

- Araya-Letelier, G., Parra, P. F., Lopez-Garcia, D., Garcia-Valdes, A., Candia, G., & Lagos, R. (2019). Collapse risk assessment of a Chilean dual wall-frame reinforced concrete office building. *Engineering Structures*, 183(November 2018), 770–779. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.01.006>
- Arteta. (2015). *Seismic Response Assessment of Thin Boundary Elements of Special Concrete Shear Walls*.
- Arteta, C. A. (2017). *Mecánica simple de muros delgados con aleta, aspectos a considerar para su diseño en Colombia*. Paper presented at the VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Barranquilla.
- Arteta, C. A., Araújo, G. A., Torregroza, A. M., Martínez, A. F., & Lu, Y. (2019). Hybrid approach for simulating shear – flexure interaction in RC walls with nonlinear truss and fiber models. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 0123456789. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00681-6>
- ASCE. (2007). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. ASCE Standard No. ASCE/SEI 41-06*. (Vol. 1, Issue 3). <http://books.google.com/books?id=rdKGje4ac4YC&pgis=1%5Cnhttp://ascelibrary.org/doi/book/10.1061/9780784408841>
- ASCE. (2014). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. ASCE Standard No. ASCE/SEI 41-13*. In *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. <https://doi.org/10.1061/9780784412855.err>
- ASCE. (2017a). Minimum design loads for buildings and other structures. In *ANSI/ASCE Standard (Issue 7 98)*. <https://doi.org/10.1061/9780872629042>
- ASCE. (2017b). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. ASCE Standard No. ASCE/SEI 41-17*.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). Normas Colombianas de Diseño y construcción Sismo-Resistente, NSR-10. AIS.
- ATC-40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings* (Vol. 1).
- ATC. (1996). *ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*.
- ATC. (2010). Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. Rep. PEER/ ATC-72-1. *Ground Motion Database*, 1. http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database
- Bahn, Y. B., & Hsu, T. T. C. (1998). Stress-Strain Behavior of Concrete under Cyclic Loading. *American Concrete Institute*, 178–193.

- Blandon, C. A., Arteta, C. A., Bonett, R. L., Carrillo, J., Beyer, K., & Almeida, J. P. (2018). Response of thin lightly-reinforced concrete walls under cyclic loading. *Engineering Structures*, 176(March), 175–187. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.089>
- Carrillo, Julián, & Alcocer, S. M. (2011). Comportamiento a Cortante De Muros De Concreto Para Vivienda. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 85, 103–126. <https://doi.org/10.18867/ris.85.32>
- Carrillo, Julian, Diaz, C., & Arteta, C. A. (2019). Tensile mechanical properties of the electro-welded wire meshes available in Bogotá Colombia. *Construction and Building Materials*, 195(January), 352–362. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.096>
- Carrillo, Julian, Lozano, H., & Arteta, C. (2021). Mechanical properties of steel reinforcing bars for concrete structures in central Colombia. *Journal of Building Engineering*, 33(October 2020). <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2020.101858>
- Coleman, J., & Spacone, E. (2001). *LOCALIZATION ISSUES IN FORCE-BASED FRAME ELEMENTS*. November, 1257–1265.
- Computers and Structures Inc. (2018a). *Components and Elements for PERFORM-3D*.
- Computers and Structures Inc. (2018b). *User Guide PERFORM-3D: Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures*.
- Dazio, A., Beyer, K., & Bachmann, H. (2009). Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls. *Engineering Structures*, 31(7), 1556–1571. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.018>
- FEMA. (1997). NEHRP Guidelines and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings FEMA-273. *Earthquake Spectra*, 16(1), 227–239. <https://doi.org/10.1193/1.1586092>
- FEMA. (2000). PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS - FEMA356. *Therapiewoche*, 36(17).
- Fischinger, M., Rejec, K., & Isaković, T. (2012). *Modeling Inelastic Shear Response of RC Walls*.
- Ghobarah, A. (2001). Performance-based design in earthquake engineering: State of development. *Engineering Structures*, 23(8), 878–884. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(01\)00036-0](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00036-0)
- Gonzales Fernandez, F. H. (2010). *COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS CON MUROS DELGADOS DE HORMIGÓN. APLICACIÓN A ZONAS DE ALTA SISMICIDAD DE PERU*.
- Hiraishi, H. (1984). Evaluation of Shear and Flexural Deformations of Flexural Type Shear Walls. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 17(2), 135–144.
- Hsu, T. T. C., Slate, F., Sturman, G. M., & Winter, G. (1963). *Microcracking of Plain Concrete and the Shape of the Stress-Strain Curve*. 60, 209–224.

- Karsan, & Jirsa. (1969). BEHAVIOR OF CONCRETE UNDER COMPRESSIVE LOADINGS. *American Society of Civil Engineers*, 7(5).
- Kolozvari, K., Arteta, C., Fischinger, M., Gavridou, S., Hube, M., Isaković, T., Lowes, L., Orakcal, K., Vásquez, J., & Wallace, J. (2018). Comparative study of state-of-the-art macroscopic models for planar reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal*, 115(6), 1637–1657. <https://doi.org/10.14359/51710835>
- Kolozvari, K., Piatos, G., & Beyer, K. (2017). Practical nonlinear modeling of U-shaped reinforced concrete walls under bi-directional loading. *16th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Kolozvari, Kristijan, Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2014). *Modeling of Cyclic Shear-Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Modeling of Cyclic Shear-Flexure Interaction in Reinforced Concrete Structural Walls . I: Theory. December 2017*. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001083](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001083)
- Lowes, L. (1999). *Finite Element Modeling of Reinforced Concrete Beam-Column Bridge Connections* by.
- Lowes, L. N., Lehman, D. E., & Baker, C. (2016). Recommendations for Modeling the Nonlinear Response of Slender Reinforced Concrete Walls Using PERFORM-3D. *SEAOC Convention, December*, 1–18. <https://doi.org/10.1093/cercor/bhs078>
- Lu, Y., & Panagiotou, M. (2014). Three-Dimensional Cyclic Beam-Truss Model for Nonplanar Reinforced Concrete Walls. *Journal of Structural Engineering*, 140(3), 04013071. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000852](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000852)
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). *Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete*. 114(8), 1827–1849.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1989). Conducted Providing the Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
- Massone, L. M., Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2006). *Shear-Flexure Interaction for Structural Walls*. January.
- Mazars, J., Kotronis, P., & Davenne, L. (2002). A new modelling strategy for the behavior of shear walls under dynamic loading. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(4), 937–954. <https://doi.org/10.1002/eqe.131>
- Medina, R., & Music, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. *Obras y Proyectos*, 23, 63–77. <https://doi.org/10.4067/s0718-28132018000100063>

- Mehta, P. K., & Paulo J. M. Monteiro. (2006a). *Concrete: Microstructure, Properties, and Materials* (McGraw-Hill (ed.); Tercera). <http://www.ghbook.ir/index.php?name=مجموعه مقالات دومین هم اندیشی و تلویزیون رسانه سراسری>
 &option=com_dbook&task=readonline&book_id=13629&page=108&chckhashk=03C706812F&Itemid=218&lang=fa&tmpl=component
- Mehta, P. K., & Paulo J. M. Monteiro. (2006b). *CONCRETE:Microstructure, Properties and Materials. Prentice-Hall, Tercera Ed.*
- Moehle, J. P. (1992). Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes. In *Earthquake Spectra* (Vol. 8, Issue 3, pp. 403–428). <https://doi.org/10.1193/1.1585688>
- Moehle, J. P. (1996). Displacement-Based Seismic Design Criteria. In *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Moehle, Jack P. (2015). Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings. In *The Diplomat-Scholar*. McGraw-Hill Education. <https://doi.org/10.1355/9789814762434-035>
- Monti, B. G., & Nuti, C. (1993). *Nonlinear cyclic behavior of reinforcing bars including buckling*. 118(12), 3268–3284.
- Neuenhofer, B. A., & Filippou, F. C. (1997). *Evaluation of nonlinear frame finite-element models*. 958–966.
- Oesterle, R.G.; Fiorato, A.E.; Johal, L. . (1976). *Earthquake resistant structural walls - Test of Isolated walls*.
- Of, C. E. (1986). / (CONFINEMENT EFFECTIVENESS OFⁿCROSSTIES \n RC,. I(10), 2105–2120.
- Orakcal, K., & Wallace, J. W. (2006). *Flexural Modeling of Reinforced Concrete Walls — Experimental Verification*. June.
- Orakcal, K., Wallace, J. W., & Conte, J. P. (2004). *Flexural Modeling of Reinforced Concrete Walls — Model Attributes*. 101.
- Orakcal, Ulugtekin, D., & Massone, L. M. (2012). *Constitutive Modeling of Reinforced Concrete Panel Behavior under Cyclic Loading*.
- Panagiotou, M., Restrepo, J. I., Schoettler, M., & Kim, G. (2012). Nonlinear Cyclic Truss Model for reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal*, 109(2), 205–214.
- Park, H., & Eom, T. (2004). *ENERGY DISSIPATION CAPACITY OF FLEXURE-DOMINATED*. 3481.
- Park, Honggun, & Eom, T. (2007). Truss Model for Nonlinear Analysis of RC Members Subject to Cyclic Loading. *Journal of Structural Engineering*, 133(10), 1351–1363. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2007\)133:10\(1351\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2007)133:10(1351))

- Petrangeli, M., Pinto, P. E., & Ciampi, V. (1999). *FIBER ELEMENT FOR CYCLIC BENDING AND SHEAR*. 125(September), 994–1001.
- Powell, G. H. (2010). *Modeling for Structural Analysis : Behavior and Basics*.
- Priestley, M. J. N. (1993). Myths and fallacies in earthquake engineering. *Concrete International*, 19(2), 54–63. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.26.3.329-341>
- Prota, A., & Cosenza, E. (2009). *Cyclic Behavior of Smooth Steel Reinforcing Bars : Experimental Analysis and Cyclic Behavior of Smooth Steel Reinforcing Bars : Experimental Analysis and Modeling Issues*. June 2016. <https://doi.org/10.1080/13632460902837686>
- Ramberg, W., & Osgood, W. (1943). *Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters*.
- Razvi, S., & Saatcioglu, M. (1999). *CONFINEMENT MODEL FOR HIGH-STRENGTH CONCRETE*. March, 281–289.
- Richart, F. E., Brandtæg, A., & Brown, R. L. (1928). A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. *University of Illinois at Urbana Champaign, College of Engineering. Engineering Experiment Station*.
- Saatcioglu, B. M., & Razvi, S. R. (1992). *Strength and ductility of confined concrete*. 118(26631), 1590–1607.
- Scott, B. D., Park, R., & Priestley, M. J. N. (1982). *Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates*. 79, 13–27.
- Scott, M. H., Scott, M. H., Franchin, P., Fenves, G. L., & Filippou, F. C. (2004). *Response Sensitivity for Nonlinear Beam – Column Elements Response Sensitivity for Nonlinear Beam – Column Elements*. 9445(September). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130)
- SEAOC. (1995). Performance based seismic engineering of buildings. In *Structural Engineers Association of California*.
- Segura, C. (2017). *Seismic Performance Limitation of Slender Reinforced Concrete Structural Walls*.
- Sheikh, S. A., & Uzumeri, S. (1980). *Strength and Ductility of Tied Concrete Columns*. April.
- Sheikh, S. A., & Uzumeri, S. (1982). *Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns*. December 1982.
- Sinha, B. P., Gerstle, K. H., & Tulin, L. G. (1964). Stress-Strain Relations for Concrete Under Cyclic Loading. *American Concrete Institute*, 61, 195–212.
- Slate, F. O., & Hover, K. C. (1984). *Microcracking in concrete*. 137–138.
- Smith, B. S., & Girgis, A. (1984). Simple Analogous Frames for Shear Wall Analysis. *Journal of Structural*

- Engineering*, 110(11), 2655–2666. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1984\)110:11\(2655\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1984)110:11(2655))
- Sozen, M. (1981). Review of earthquake response of reinforced concrete buildings with a view to drift control. *State-of-the-Art in Earthquake Engineering, Turkish National Committee on Earthquake Engineering*, 383–418.
- Spacone, E. (1996). *FIBRE BEAM-COLUMN MODEL FOR NON-LINEAR ANALYSIS OF R / C FRAMES : PART I . FORMULATION*. 25.
- T. Kabeyasawa, H. Shiohara, S. O. (1983). *US - Japan cooperative research on RC full-scale building test Part 5 Discussion on dynamic response system.pdf*.
- T., P., & M. J. N., P. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*.
- Takayanagi, T., & Schnobrich, W. C. (1979). Non-linear analysis of coupled wall systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 7(1), 1–22. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290070102>
- Thomsen, J. H., & Wallace, J. W. (1995). *Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Structural Walls: An Experimental Investigation of Walls with Rectangular and T-Shaped Cross-Sections*. June.
- Tran, T. A., & Wallace, J. W. (2012). *Experimental Study of Nonlinear Flexural and Shear Deformations of Reinforced Concrete Structural Walls*.
- Ugalde, D., Parra, P. F., & Lopez-Garcia, D. (2019). Assessment of the seismic capacity of tall wall buildings using nonlinear finite element modeling. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 0123456789. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00644-x>
- Van Mier, J. G. M. (2009). *Mode II Fracture Localization in Concrete Loaded in Compression*. January, 1–8.
- Vecchio, F. J., & Collins, M. P. (1986). *The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear*. 83, 219–231.
- Vonk, R. A. (1992). *Softening of concrete loaded in compression Citation*. <https://doi.org/10.6100/IR375705> Document
- Vulcano, A., Bertero, V. V., & Colotti, V. (1988). Analytical modeling of R/C structural walls. *Procs. 9th W.C.E.E., October 2014*, 41–44.
- Wu, Y. T., Lan, T. Q., Xiao, Y., & Yang, Y. Bin. (2017). Macro-Modeling of Reinforced Concrete Structural Walls: State-of-the-Art. *Journal of Earthquake Engineering*, 21(4), 652–678. <https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1174754>

Apéndice A – Modelación inelástica

Para determinar la respuesta inelástica de los muros de concreto reforzado y sistemas de muros, se utilizan dos tipos de modelos analíticos: modelos microscópicos y macroscópicos. Los modelos microscópicos están basados en una interpretación detallada del comportamiento local y obtienen una solución a través del enfoque de elementos finitos, mientras que los modelos macroscópicos se basan en una idealización simplificada, los cuales capturan el comportamiento general con una precisión razonable.

Aunque los micro modelos ofrecen una predicción detallada del comportamiento local, surgen dificultades debido a la eficiencia y practicidad que se contemplan en el desarrollo del modelo y la interpretación de los resultados. Este tipo de modelos tienen una limitación debido a que el proceso requiere una alta inversión en tiempo de preparación del modelo, análisis computacional e interpretación de datos. Por esta razón este tipo de modelos son utilizados en análisis de muros aislados o acoplados.

Por otro lado, los modelos macroscópicos son más prácticos y eficaces, debido a su relativa simplicidad para realizar el análisis no lineal de muros estructurales y edificios con sistema estructural de muros usados para la resistencia a las fuerzas laterales.

A.1 Modelación macroscópica

Los primeros macro modelos desarrollados para sistemas de pórticos-muros fueron denominados modelos de viga equivalente (*Equivalent beam model*, ETM). Su principal característica es la representación de los muros por medio de un único elemento vertical que se encuentra restringido en los extremos por vigas, la modelación del elemento vertical corresponde a una parte elástica y un resorte en cada extremo para tener en cuenta el comportamiento inelástico tal como indica (Vulcano et al., 1988). Para simular adecuadamente la inelasticidad en el muro se desarrolló el modelo de múltiples resortes por (Takayanagi & Schnobrich, 1979), el cual se basó en discretizar el elemento y asignarles las propiedades de rigidez adecuadas. Una de las limitaciones que se tienen con estos modelos es la representación de estructuras con diferentes niveles de altura que conlleva a un esfuerzo computacional mayor, además se asume que la sección del muro rota alrededor del eje centroidal del muro, por lo tanto, la ubicación del eje neutro no varía en el análisis.

Luego, Smith & Girgis (1984) desarrollaron el modelo de puntal equivalente o *Equivalent truss model* (ETM) como se referirá en este texto, el cual consiste en un elemento tipo columna vertical, dos vigas rígidas en la parte superior e inferior de la columna y dos puntales diagonales con rotulas conectados al final de las vigas, como se muestra en la Figura A.1.1a. El objetivo del modelo es que se pueda simular la rigidez a flexión, axial y cortante del muro. Por lo tanto, el comportamiento a flexión estará resistido por la rigidez de la columna, el cortante por la suma de la rigidez de la columna y la componente horizontal de los puntales, y por último la carga axial que será controlada por la rigidez de la columna y la componente vertical de los puntales (ver Figura A.1.1b).

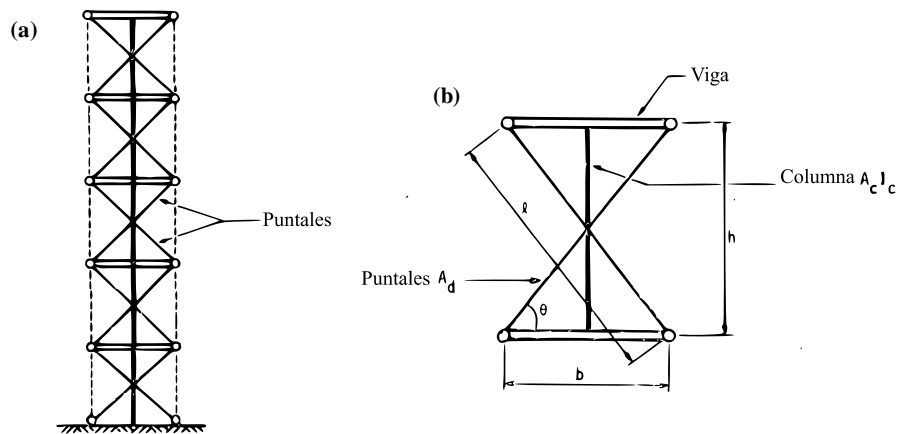


Figura A.1.1 Modelo de puntal equivalente, (a) Analogía del modelo y (b) Módulo.

Hiraishi (1984) propuso un macro modelo capaz de evaluar la deformación por flexión y cortante de muros de concreto, donde el elemento estructural es representado por un sistema de puntales con un miembro no prismático y que se basa en resultados experimentales de un muro de cortante realizados por el programa cooperativo de investigación sísmica de US-Japón. Sin embargo, el uso de este modelo es limitado a cargas monotónicas debido a la topología estructural y el comportamiento histerético de los puntales bajo cargas cíclicas.

Para modelar el comportamiento de muros de cortante bajo cargas dinámicas se desarrolló un modelo que utiliza una malla tipo cercha y leyes constitutivas basadas en la mecánica y plasticidad de los daños continuos (Mazars et al. 2002). A partir de este modelo se puede predecir el comportamiento no lineal de muros basado en el *framework method*, que consiste en reemplazar el material continuo del cuerpo analizado por un marco de barras, que está organizado de acuerdo con un patrón definido y cuyos elementos tienen propiedades elásticas adecuadas. También

denominado *Equivalent reinforced concrete model* (ERC). La malla equivalente se constituye por elementos tipo cercha en el cual el concreto y acero de refuerzo son modelados por separado, representando una estructura de concreto reforzado (ver Figura A.1.2). Las simulaciones desarrolladas con ERC en muros de concreto reforzado son consistentes con los resultados experimentales, incluso en los muros dominados por cortante.

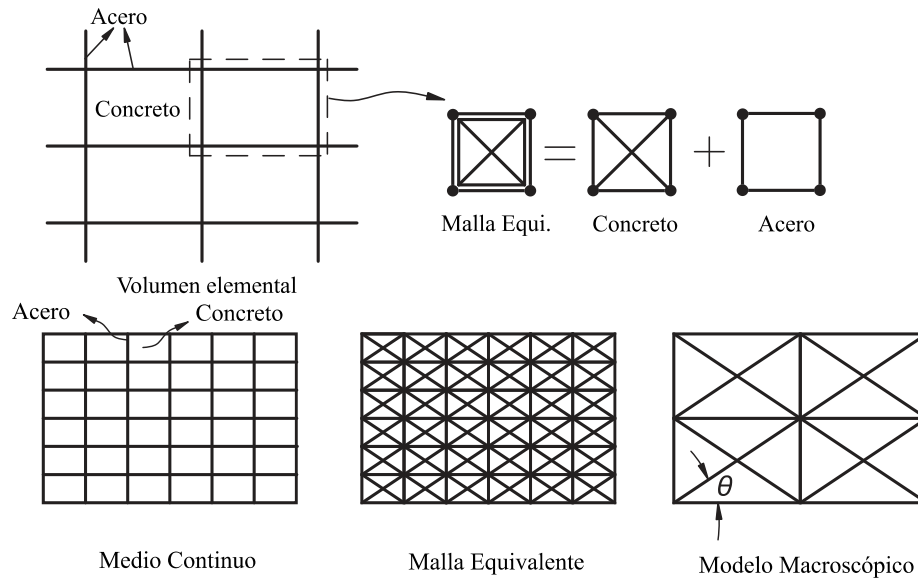


Figura A.1.2 Modelo equivalente de concreto reforzado (ERC), principio de mallado.

Park & Eom (2007) realizaron modelaciones de miembros de concreto reforzado empleando un modelo de puntal, el cual está conformado por elementos tipo puntal longitudinales, transversales y diagonales, cada elemento puede representar al concreto y las barras de refuerzo. En los modelos la línea de mayor espesor, la línea punteada y la línea delgada indican el elemento que está compuesto por concreto-barras de refuerzo, concreto y barras de refuerzo, respectivamente (ver la Figura A.1.3).

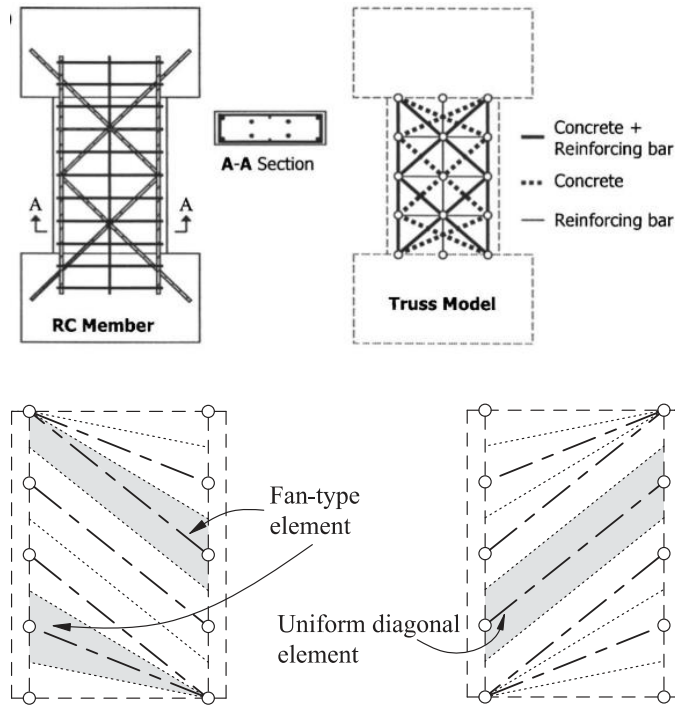


Figura A.1.3 Modelamiento del concreto y las barras de refuerzo, (a) Modelo de puntales y (b) Distribución de puntales en diagonal.

Los puntales transversales y longitudinales ubicados en la parte interior del modelo representan las barras de refuerzo. Mientras que los elementos diagonales idealizan el concreto, existen dos formas de distribución de puntales en diagonal, el tipo abanico (*fan-type*) en las zonas perturbadas y elemento uniforme en la región de Bernoulli, como se indica en la Figura A.1.3. Los resultados analíticos del modelo puntal no lineal pueden variar de acuerdo con la orientación de los elementos diagonales de concreto. Este tipo de modelos pueden simular el comportamiento correcto de muros que presentan una falla debido al aplastamiento del concreto, en cambio la respuesta de los muros que fallan por fractura o pandeo de barras de refuerzo longitudinal no es precisa.

Panagiotou et al. (2012) propuso un modelo puntal-tensor para simular el comportamiento no lineal de muros de concreto, este consiste en elementos diagonales, verticales y horizontales, los cuales representan el concreto y las barras de refuerzo. Los puntales diagonales únicamente simulan el concreto, y el área va a estar dada por el producto del ancho del muro y el ancho efectivo del puntal, el cual depende de la longitud de los costados del sub-panel y del ángulo θ_d tal como se observa en la Figura A.1.4.

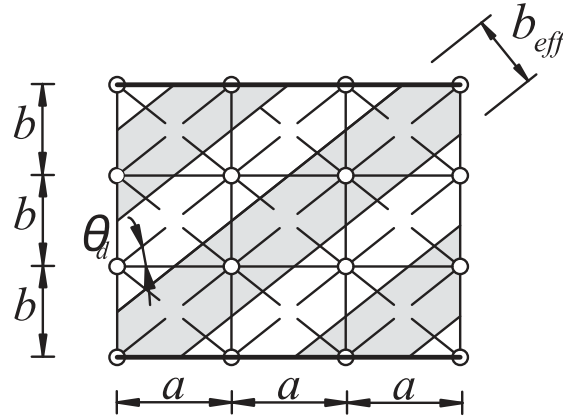


Figura A.1.4 Modelo de puntales para muro de concreto reforzado.

La principal ventaja de este modelo es que representa de buena forma el comportamiento el campo de esfuerzos de compresión diagonal propuesto por (Vecchio & Collins, 1986). Por lo tanto, el modelo puntal tensor puede capturar la interacción flexión-cortante, presentado una mejor respuesta al comportamiento cíclico de muros de concreto en términos de resistencia, rigidez, ductilidad, entre otras. La orientación de los puntales diagonales puede variar significativamente la respuesta del modelo a nivel local de los elementos, la cual depende de la inclinación del θ_d y que puede estimarse con la **Ecuación 16** (Lu & Panagiotou, 2014).

$$\theta_d = \tan^{-1} \left(\frac{V_{max}}{f_{yt} \rho_t t_w d} \right) \leq 65^\circ \quad 16$$

Donde V_{max} es la máxima fuerza lateral resistida; t_w es el espesor del muro; f_{yt} y ρ_t son la resistencia a la fluencia y la relación de refuerzo transversal, respectivamente; d es la distancia entre las líneas verticales exteriores en la dirección de la carga. Panagiotou et al. (2012) sugiere que θ_d sea igual a 45° .

Cada panel de diagonales de concreto está formado por dos elementos de cuatro nodos, dos de los cuales conectan las diagonales principales y los otros conectan un elemento tipo galga extensométrica virtual que permite monitorear las deformaciones (Arteta et al. 2019).

Cabe resaltar, que la predicción de la respuesta no lineal de los elementos estructurales depende del tamaño del mallado en la modelación, por lo tanto, entre más grados de libertad tenga un modelo el incremento computacional es mayor.

Luego, se presentan los *Three Vertical Line Element Model* (TVLEM, siglas en inglés) este tipo de modelos macroscópicos fue originalmente propuesto por T. Kabeyasawa et al. (1983) en base al análisis de una estructura de siete pisos de altura con un sistema tipo pórtico-muro. El muro es idealizado con tres elementos de líneas verticales con vigas infinitamente rígidas en los niveles superior e inferior (ver la Figura A.1.5). Los dos elementos verticales exteriores representan la rigidez axial de los elementos de contorno, mientras que el elemento central está compuesto por resortes verticales, horizontales y rotacionales que representan la rigidez axial, cortante y a flexión, respectivamente.

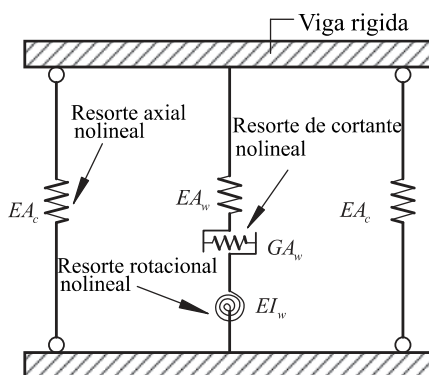


Figura A.1.5 Muro idealizado con el modelo de tres elementos verticales, TVLEM.

El modelo fue concebido para simular la deformación del elemento bajo una distribución uniforme del momento a lo largo de la altura del piso. El modelo de histéresis de rigidez axial (o sus siglas en inglés, ASHM) fue propuesto por T. Kabeyasawa et al. (1983) para simular la relación fuerza-deformación axial de los elementos verticales como se muestra en la Figura A.1.6a. Por otro lado, el modelo de histéresis orientada al origen (OOHM) sugerido inicialmente por (Vulcano et al., 1988), se utilizó para simular el comportamiento de los resortes rotacionales y horizontales (ver la Figura A.1.6b). Una de las ventajas que tiene el modelo TVLEM en comparación de los otros modelos macroscópicos, es que es el primer modelo que puede describir las características principales de las observaciones experimentales de estructuras tipo pórtico-muro, incluyendo la variación del eje neutro de la sección transversal y el efecto de balanceo por la interacción de los muros. Sin embargo, la rigidez de los elementos horizontales y rotacionales se definieron haciendo

referencia solamente a la sección transversal que representan la región del alma del muro, sin tener en cuenta la compatibilidad con la deformación de los elementos exteriores. De modo que, existe una variación en la repuesta dada la dificultad en la calibración del componente rotacional del muro.

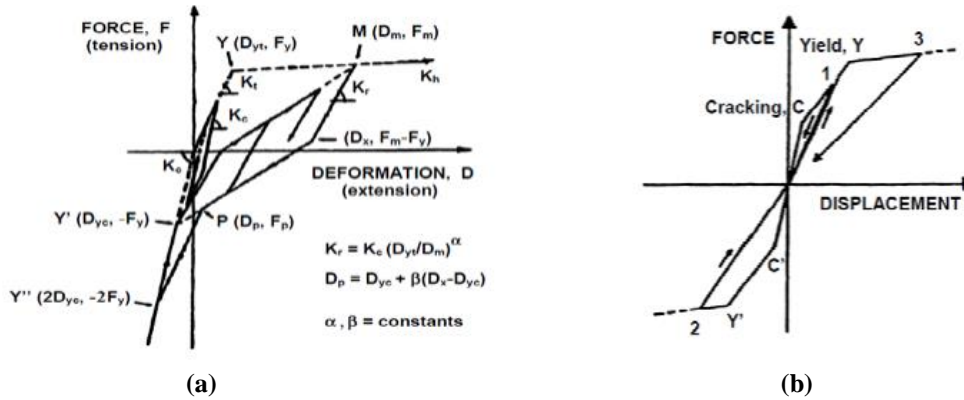


Figura A.1.6 (a) Modelo de histéresis de rigidez axial, y (b) Modelo de histéresis para resorte horizontal y rotacional. (T. Kabeyasawa et al., 1983)

A partir del modelo de elementos de líneas verticales se realizaron modificaciones con el fin de tener una respuesta más precisa del comportamiento analítico de los elementos de concreto reforzado, dando como resultado el desarrollo del modelo basado en elementos verticales múltiples (en sus siglas en ingles MVLEM) propuesto por (Vulcano et al., 1988). El modelo está basado en la modificación de la geometría del TVLEM y el uso de reglas histéreticas mejoradas. Como en el modelo anterior, los dos elementos externos representan la rigidez axial de los elementos de borde, mientras que dos o más elementos interiores (con rigidez axial) representan el comportamiento axial y flexión de la región del alma del muro, ver la Figura A.1.7b. Además, la respuesta a cortante del muro es modelada usando un resorte horizontal, con rigidez y comportamiento histéretico descrito por el OOHM.

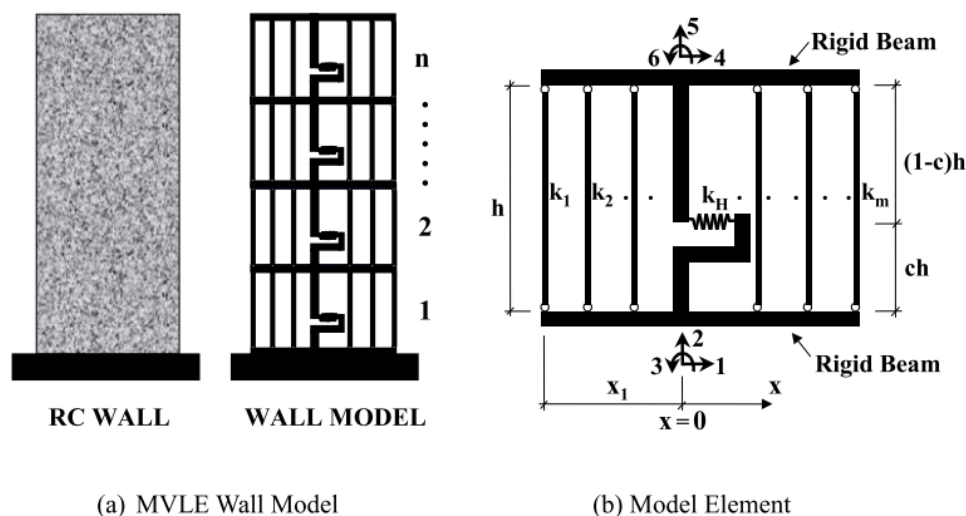


Figura A.1.7 Modelo de elementos verticales múltiples, MVLEM.

Orakcal, Wallace, & Conte (2004) propuso un modelo de elementos verticales múltiples mejorado (MVLEM) empleando modelos constitutivos unidimensionales simples para definir el concreto y el acero de refuerzo y un modelo elástico de la relación esfuerzo-deformación para el cortante para simular el comportamiento del cortante del muro. Después de realizar estudios de calibración para investigar la eficacia del modelo de predicción en la respuesta inelástica, Orakcal & Wallace (2006) muestran que las suposiciones de que las secciones planas permanecen planas, el material elástico de cortante e ignorando la interacción flexión-cortante son válidas para simular con precisión comportamiento no lineales de muros estructurales de concreto reforzado.

Por último, los modelos de fibras se caracterizan por idealizar una sección descomponiéndola en un numero de fibras discretas, a las cuales se les asigna un modelo histeretico uniaxial para obtener el comportamiento mecánico de toda la sección (Wu et al., 2017). Teniendo en cuenta que se asume que las secciones planas permanecen planas.

En la literatura se pueden encontrar dos tipos de enfoques para la formulación de los elementos de plasticidad distribuida del modelo de viga-columna basados en fibras, como se observa en la Figura A.1.8 , primero elementos basados en desplazamiento y segundo elementos basados en fuerza (Neuenhofer & Filippou, 1997; M. H. Scott et al., 2004; Spacone, 1996).

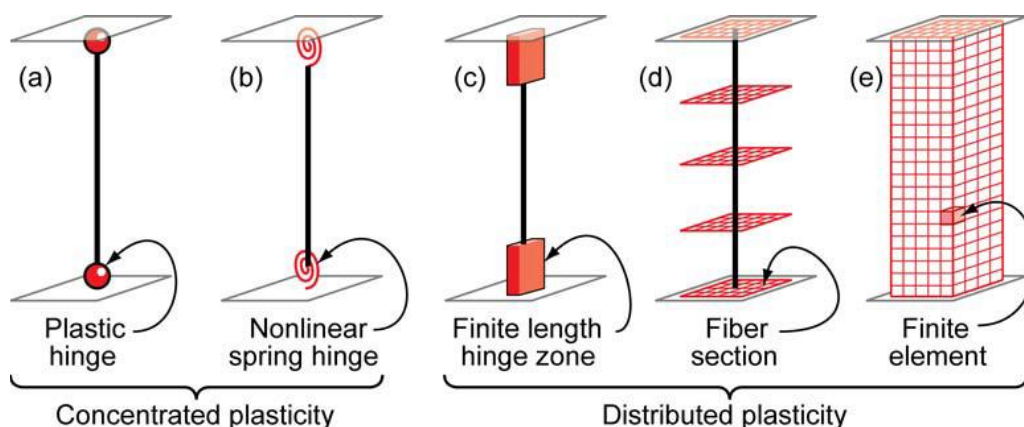


Figura A.1.8 Representación del modelo de viga-columna con fibras.

Orakcal & Wallace (2006) adoptaron el modelo macroscópico basado en fibras y lo aplicaron con relaciones constitutivas cíclicas actualizadas para el concreto y el acero de refuerzo en lugar de los modelos histeréticos convencionales de ASHM y OOH. Presentaron una comparación entre el comportamiento predicho analíticamente y el observado experimentalmente de muros delgados de concreto reforzado con secciones transversales rectangulares y en forma de T. En general, el modelo implementado proporciona buenas predicciones de las respuestas observadas experimentalmente en términos de capacidad de carga lateral, perfil de desplazamiento, rotaciones medias, etc. Sin embargo, Orakcal & Wallace (2006) indican algunas limitaciones como, 1) el modelo subestima significativamente los esfuerzos de compresión y por lo tanto no puede ser preciso para simular la degradación de la resistencia y la falla de los muros debido al aplastamiento del concreto, 2) la metodología implementada tenía como objetivo simular únicamente la respuesta a flexión y no se consideró los efectos de la interacción entre flexión-cortante, 3) para el muro en forma de T, como no se puede captar la distribución de la deformación a tensión a lo largo del patín, se sobreestimaron la capacidad de carga lateral y las rotaciones inelásticas, mientras que se subestimaron los desplazamientos laterales.

Varios modelos analíticos han sido propuestos para considerar el efecto del acoplamiento entre los componentes de flexión y cortante para la respuesta en muros delgados de concreto reforzado. Una metodología reconocida implica la aplicación del método de elementos finitos junto con un modelo constitutivo de membrana de concreto reforzado. Petrangeli, Pinto, & Ciampi (1999) propusieron un modelo de fibras para capturar el comportamiento a cortante y su interacción con la fuerza axial y flexión. A partir de esta idea se desarrollaron modelos basados en fibras para capturar la interacción entre el cortante, flexión y la fuerza axial. Massone, Orakcal &

Wallace (2006) realizaron un modelo analítico que se basa en la aplicación de la metodología de Petrangeli et al., (1999) al modelo macroscópico basado en fibras de Orakcal et al., (2004), el modelo propuesto implica modificar el MVLEM asignando un resorte de cortante para cada elemento uniaxial, que es tratado entonces como un elemento de panel RC, con acciones de membrana, es decir, esfuerzos normales y cortantes uniformes aplicados en la dirección del plano (ver la Figura A.1.9).

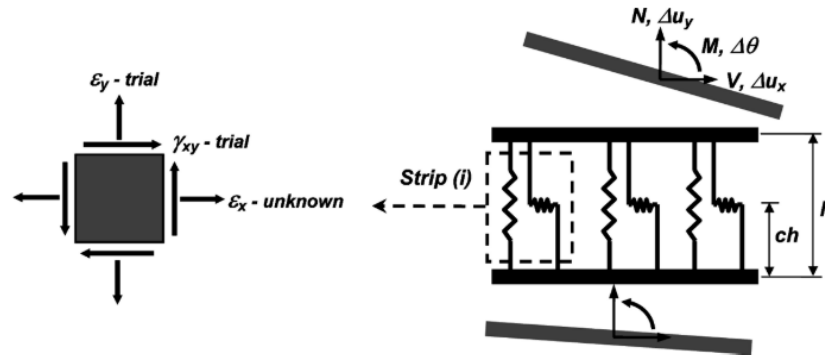


Figura A.1.9 Modelo de elemento acoplados. (Massone et al., 2006)

Para la validación del modelo, Massone et al., (2006) compararon los resultados experimentales de un muro esbelto y cuatro muros cortos con la respuesta analítica del modelo. Primero, para el muro esbelto se obtuvo una predicción razonable de carga-desplazamiento, considerando que los resultados del análisis monotónico se compararon con los resultados de las pruebas cíclicas. Ahora bien, el modelo sobrestimo las deformaciones por flexión y subestimo las deformaciones por cortante de la respuesta experimental, sin embargo, se evidencio con claridad el acoplamiento de la respuesta a córtate y flexión. Segundo, las comparaciones entre las respuestas del modelo y los resultados de los muros cortos ensayados mostraron que, la precisión del modelo en la predicción de la respuesta es mejor para muros con relaciones de aspecto más altos. Para los muros dominados por cortante, la capacidad de carga lateral predicha usando el modelo acoplado y el modelo común de fibras a flexión son muy diferentes, mostrando la necesidad de considerar la interacción entre ambos.

Fischinger, Rejec, & Isaković (2012) desarrollaron un modelo basado en MVELEM con el fin de capturar el comportamiento inelástico a cortante y la interacción entre el cortante-flexión. En este modelo se asignan a cada uno de los elementos verticales un resorte horizontal de cortante adicional (ver la Figura A.1.10) estos resortes están destinados a modelar el mecanismo de

transferencia de cortante a través de las grietas en el caso de la falla de tensión diagonal. Cabe resaltar, que el comportamiento a cortante y la resistencia modelada por los resortes horizontales (HS) está conformado por tres componentes los cuales representan los mecanismos que transfieren la fuerza de cortante sobre las grietas, que son: 1) trabazón de partículas de agregado en la grieta (HSA), 2) efecto dovela de barras verticales (HSD) y 3) resistencia axial de barras horizontales a cortante (HSS).

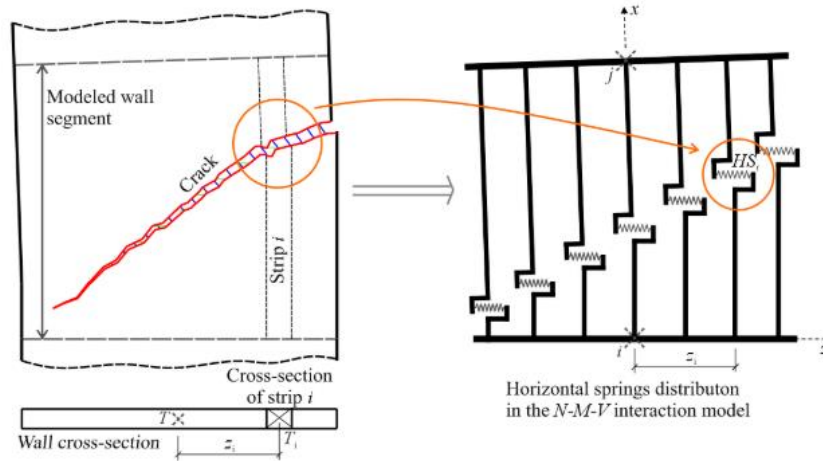


Figura A.1.10 Modelo de fibras basado en MVELEM con resortes a cortante. (Fischinger et al., 2012)

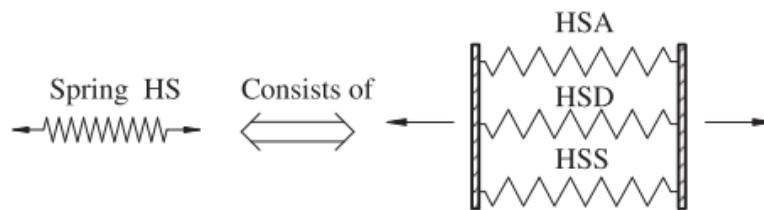


Figura A.1.11 Componentes del resorte horizontal.

A partir de los resultados experimentales de un muro en forma de H acoplado, Fischinger et al., (2012) compararon los resultados con el modelo analítico desarrollado, indicando que a nivel global la respuesta del muro fue bastante buena. Los resortes de cortante revelaron el deterioro de la trabazón del agregado (resorte HSA) en una dirección y que el mecanismo de dovela (resorte HSD) y el mecanismo de refuerzo de cortante (resorte HSS) se activaron posteriormente. No obstante, las características de cada componente dependen de las deformaciones en la grieta (en particular el ancho de la grieta) y las relaciones constitutivas de cada resorte.

Kristijan Kolozvari, Orakcal, & Wallace (2014) propusieron un modelo analítico incorporando el comportamiento de un panel RC en un modelo macroscópico de fibra 2D para

capturar la interacción cortante-flexión (SFI) en los muros delgados de concreto reforzado. Donde cada elemento uniaxial (macrofibra) es sustituido por un elemento de panel RC sometido a las acciones de la membrana (ver Figura A.1.12b). El comportamiento del panel RC bajo condiciones de carga cíclica se describe usando una formulación de modelo de panel RC constitutiva, como se observa en la Figura A.1.12b, basado en modelo de ángulo de puntal fijo (FSAM) modificado por Orakcal, Ulugtekin, & Massone (2012) para incorporar el efecto de cortante de la trabazón del agregado. De este modo, el acoplamiento de la respuesta axial y de cortante se es posible a nivel de panel, además del acoplamiento de la respuesta a flexión-cortante a nivel de elemento del modelo. En comparación con el modelo MVLEM de Massone et al., (2006) el SFI-MVLEM puede funcionar bien en la simulación de respuestas cíclicas mientras que el anterior solo puede capturar respuestas monotónicas.

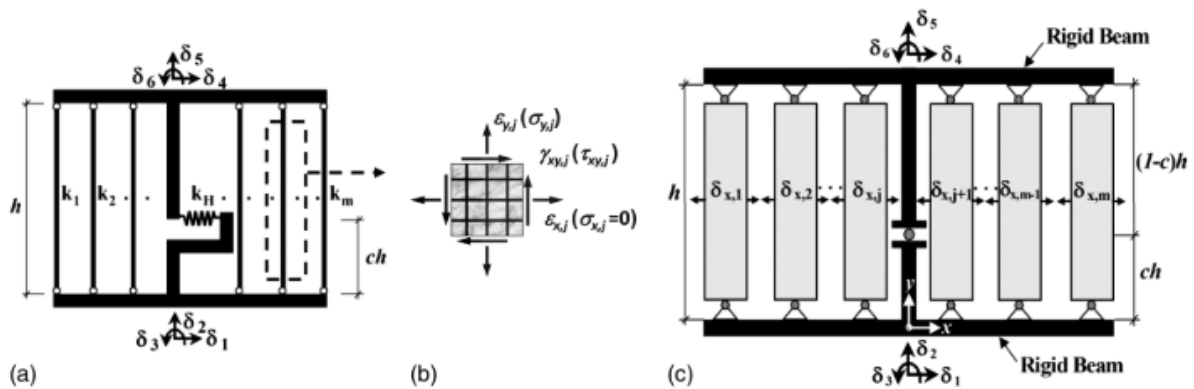


Figura A.1.12 Elementos del modelo: (a) Elemento original MVLEM, (b) Elemento panel RC, y (c) Elemento SFI-MVLEM.

Apéndice B – Geometría y refuerzo de muros

B.1 Muros de concreto reforzado

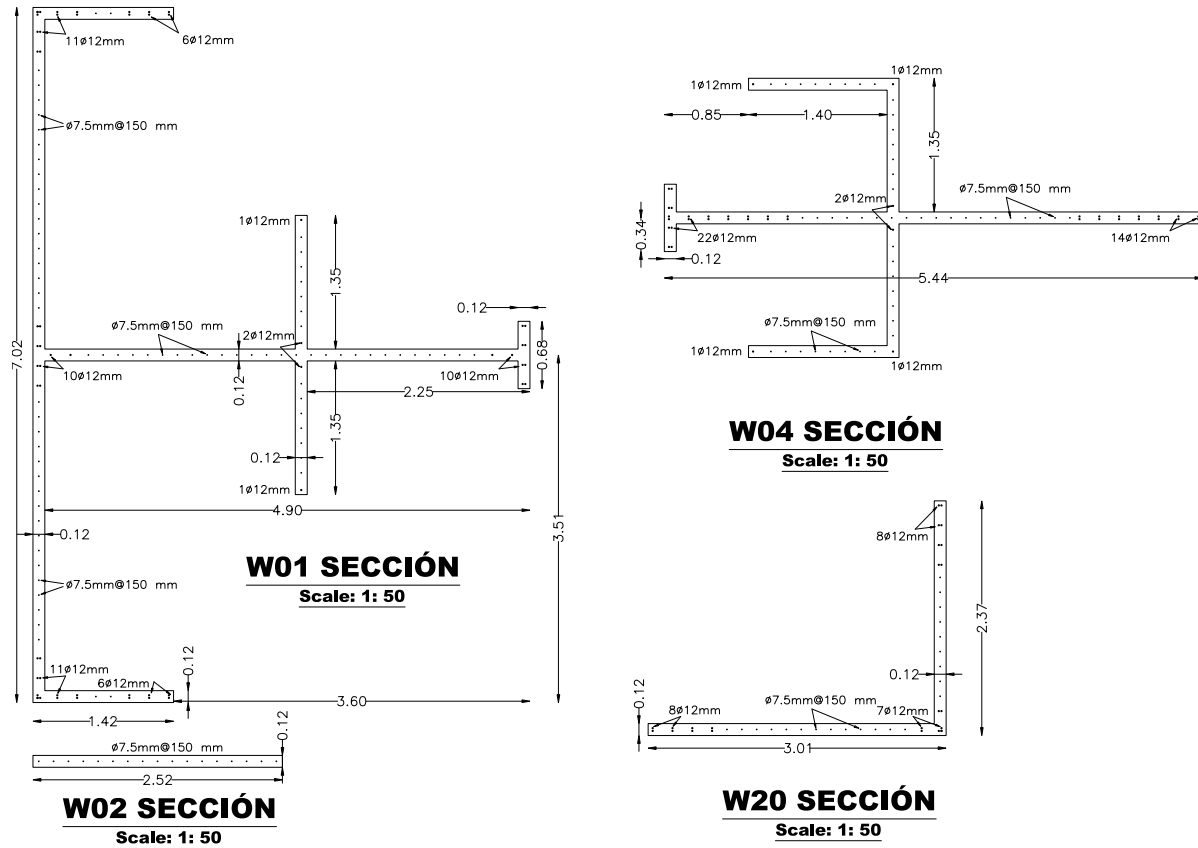


Figura B.1.1 Geometría y refuerzo típico de los muros delgados (a) Muro W01, (b) Muro W02, (c) Muro W04 y (d) Muro W20.

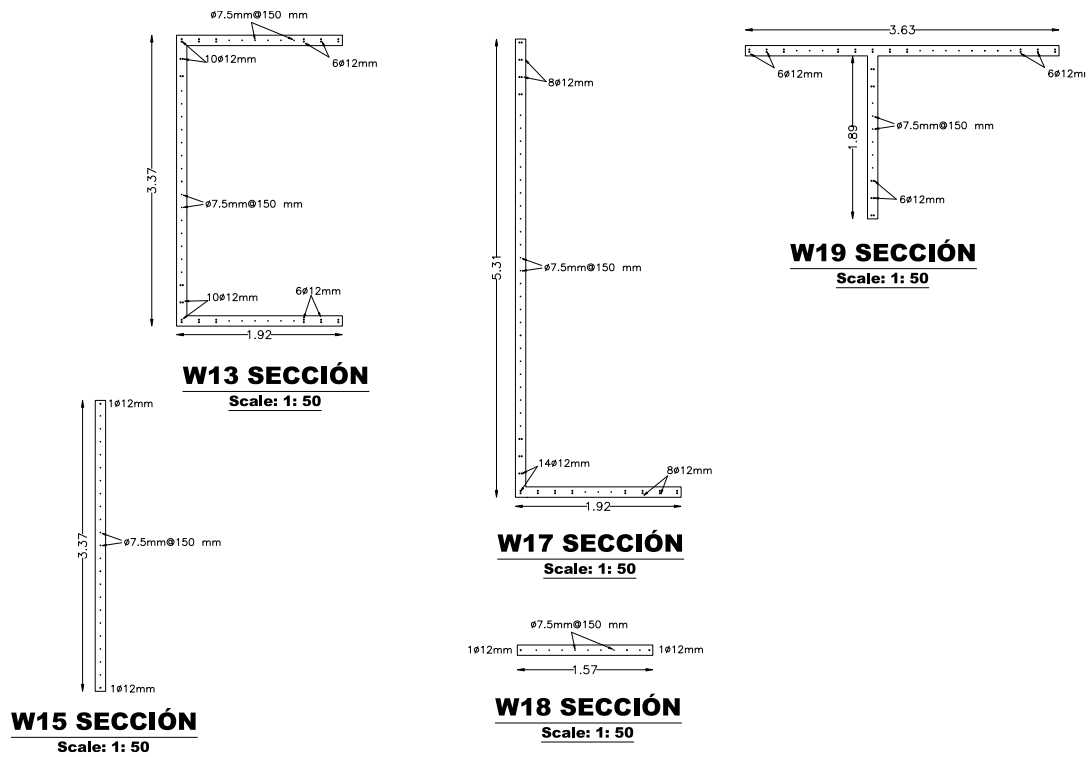


Figura B.1.2 Geometría y refuerzo típico de los muros delgados (a) Muro W13, (b) Muro W15, (c) Muro W17, (d) Muro W18, y (e) Muro W19.

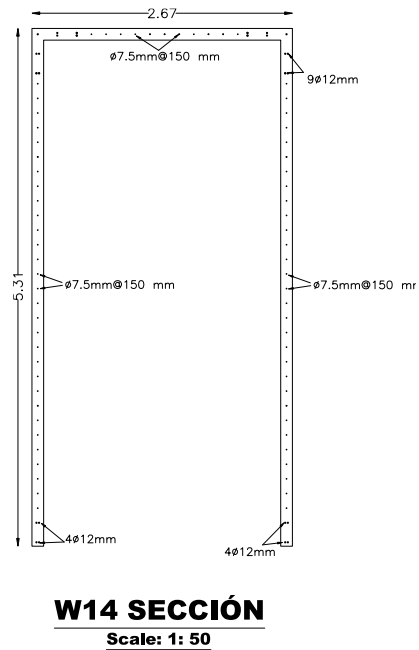


Figura B.1.3 Geometría y refuerzo típico del Muro W14.

Apéndice C – Curvas de capacidad

C.1 Muros de edificio 5 pisos

MURO 01- EDIFICIO 5 PISOS

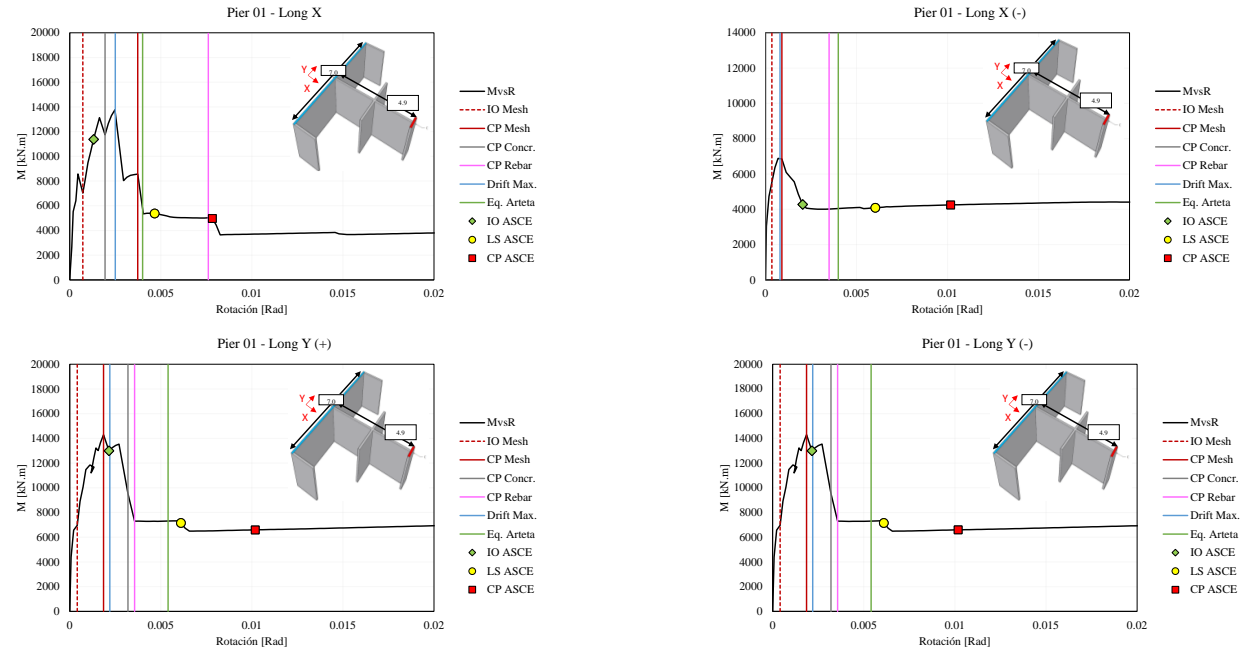


Figura C.1. 1 Curva de capacidad para muro W01, (a) X positivo, tracción de la aleta larga, (b) X negativo, compresión de la aleta larga, (c) Y positivo y (d) Y negativo

MURO 02- EDIFICIO 5 PISOS

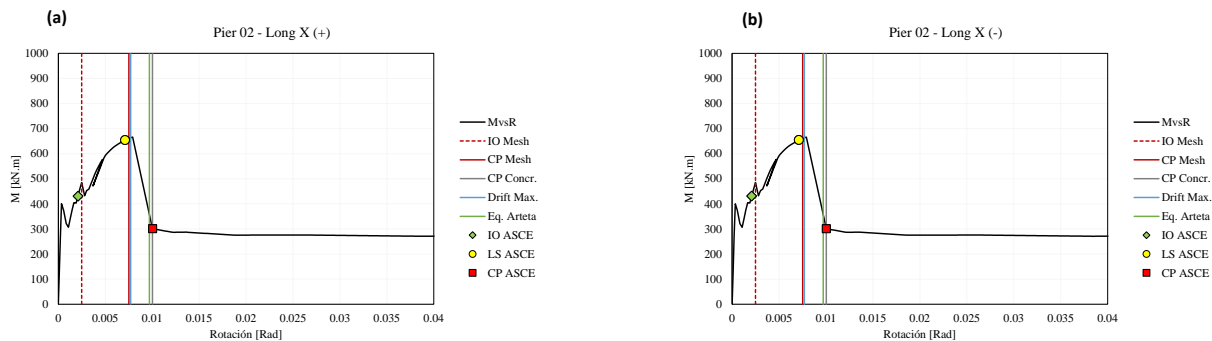


Figura C.1. 2 Curva de capacidad para muro W02, (a) X positivo y (b) X negativo.

MURO 04- EDIFICIO 5 PISOS

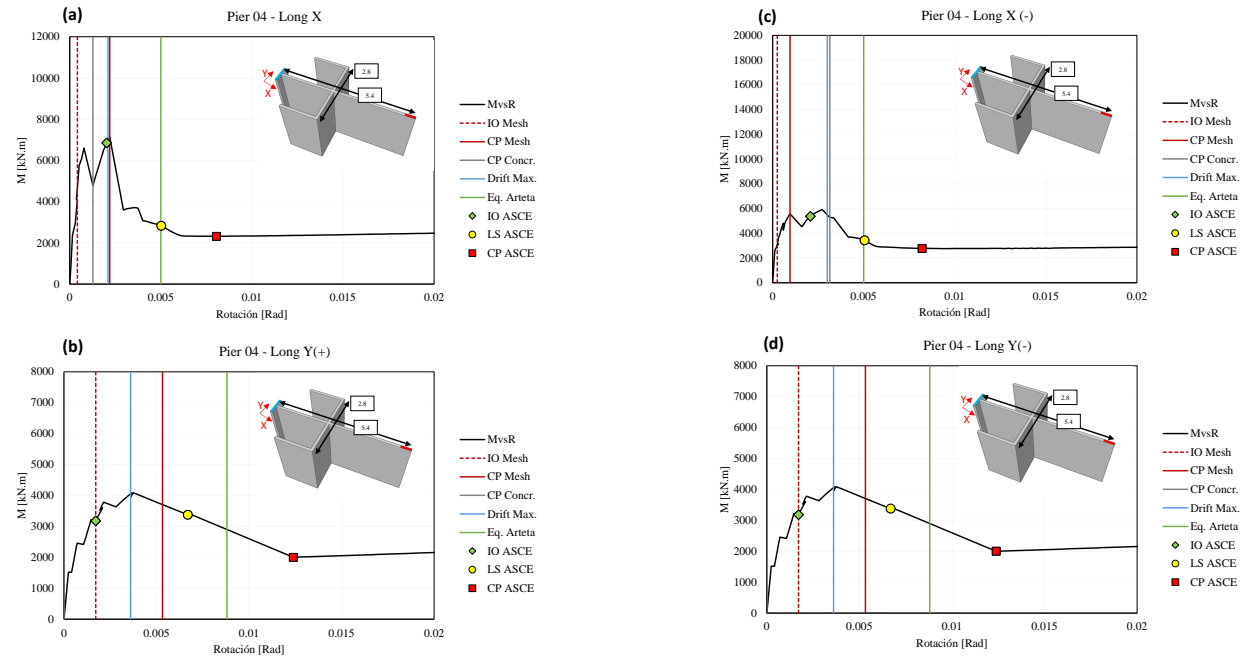


Figura C.1. 3 Curva de capacidad para muro W04, (a) X positivo, tracción de la aleta, (b) Y positivo/negativo, (c) X negativo, compresión de la aleta y (d) Y positivo/negativo.

MURO 20- EDIFICIO 5 PISOS

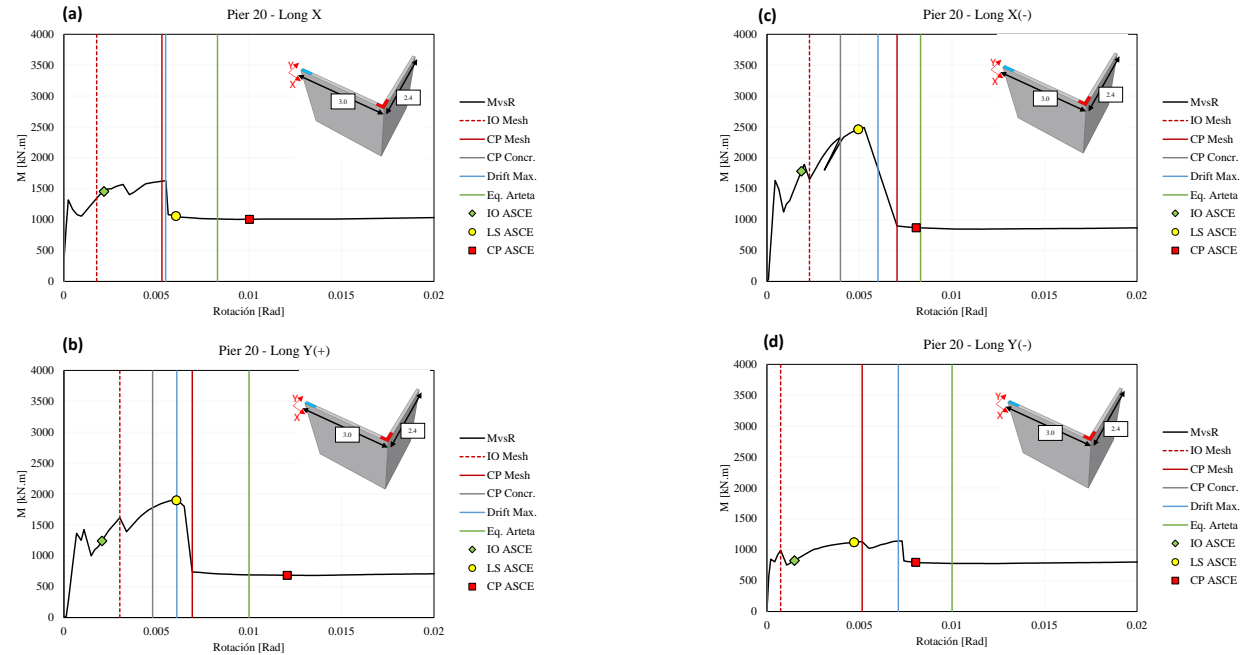


Figura C.1. 4 Curva de capacidad para muro W20, (a) X positivo, tracción de la aleta, (b) Y positivo, compresión de la aleta, (c) X negativo, compresión de la aleta y (d) Y negativo, tracción de la aleta.

MURO 13- EDIFICIO 5 PISOS

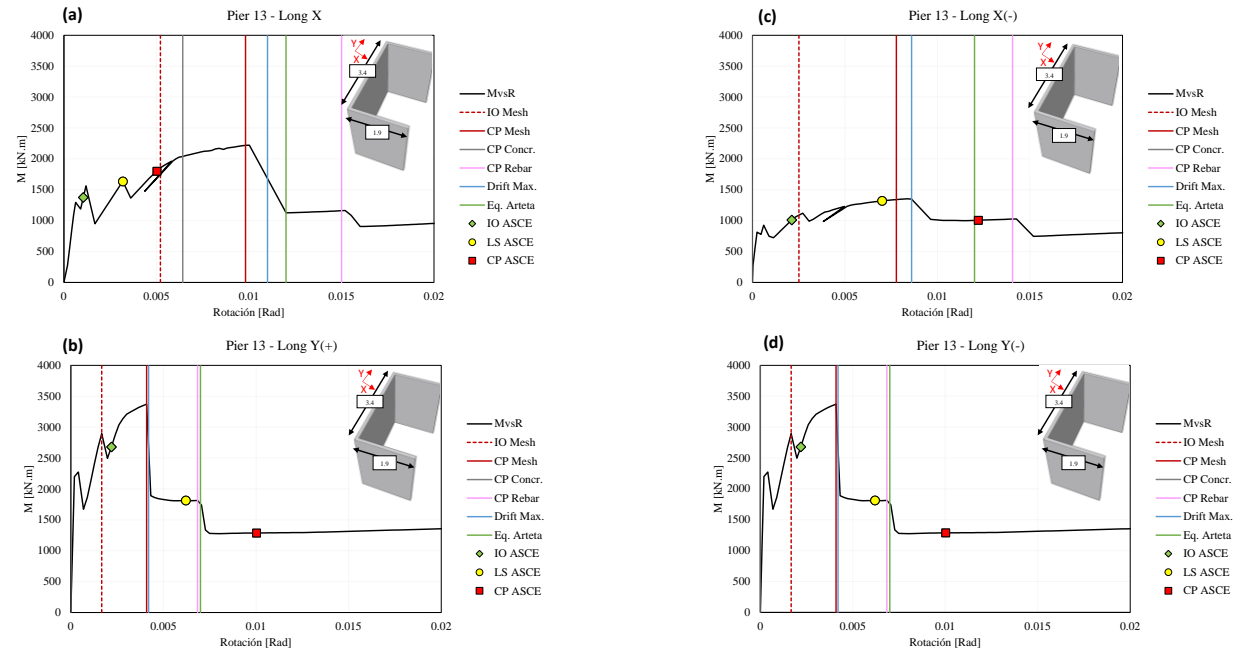


Figura C.1. 5 Curva de capacidad para muro W13, (a) X positivo, tracción de la aleta, (b) Y positivo, (c) X negativo, compresión de la aleta y (d) Y negativo.

MURO 15- EDIFICIO 5 PISOS

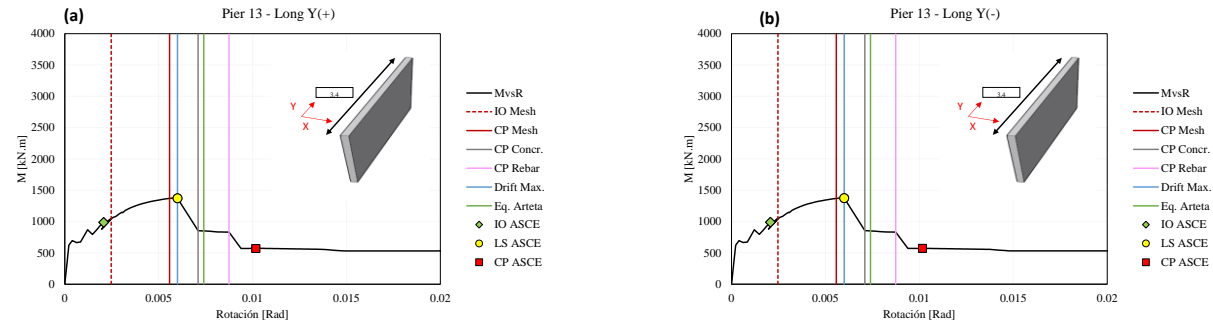


Figura C.1. 6 Curva de capacidad para muro W15, (a) X positivo y (b) X negativo.

MURO 17- EDIFICIO 5 PISOS

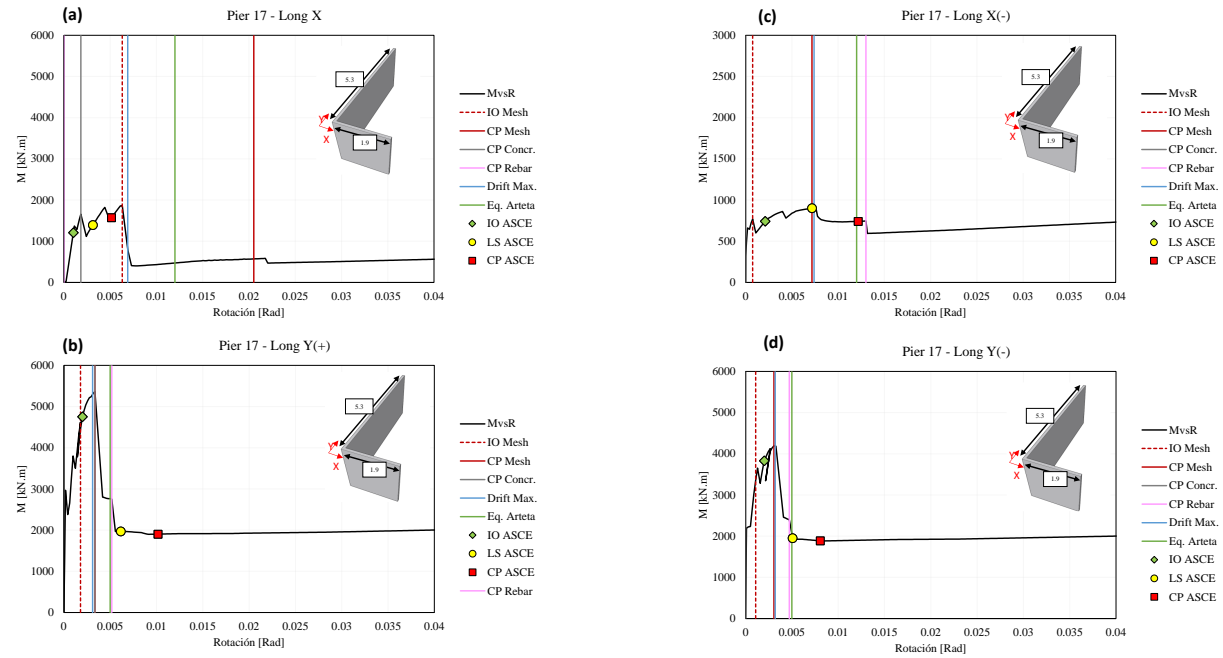


Figura C.1. 7 Curva de capacidad para muro W17, (a) X positivo, tracción de la aleta, (b) Y positivo, tracción de la aleta, (c) X negativo, compresión de la aleta y (d) Y negativo, compresión de la aleta.

MURO 18- EDIFICIO 5 PISOS

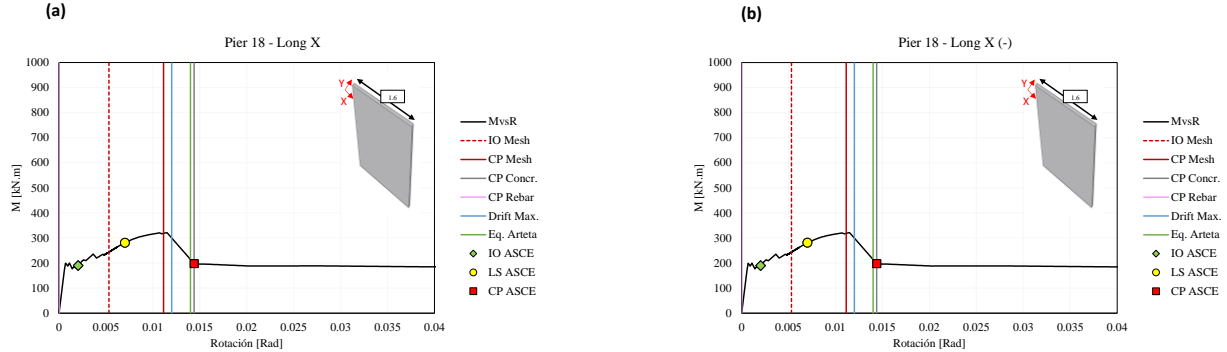


Figura C.1. 8 Curva de capacidad para muro W18, (a) X positivo y (b) X negativo.

MURO 19- EDIFICIO 5 PISOS

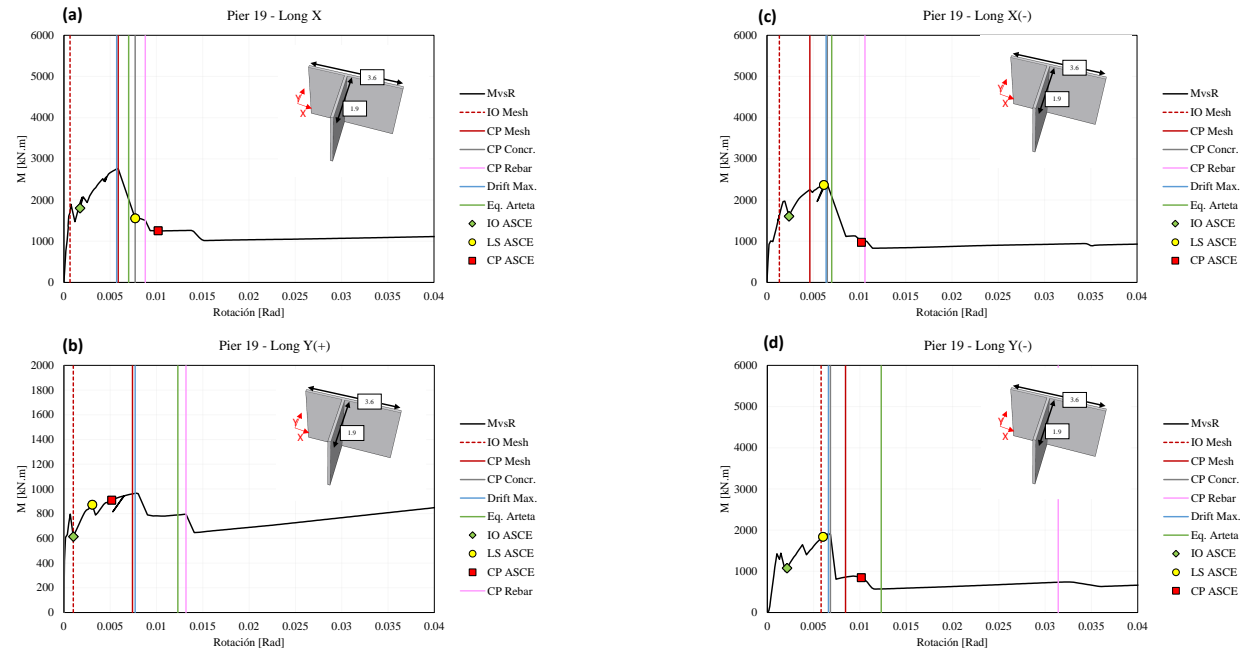


Figura C.1. 9 Curva de capacidad para muro W19, (a) X positivo, (b) Y positivo, compresión de la aleta, (c) X negativo y (d) Y negativo, tracción de la aleta.

MURO 14- EDIFICIO 5 PISOS

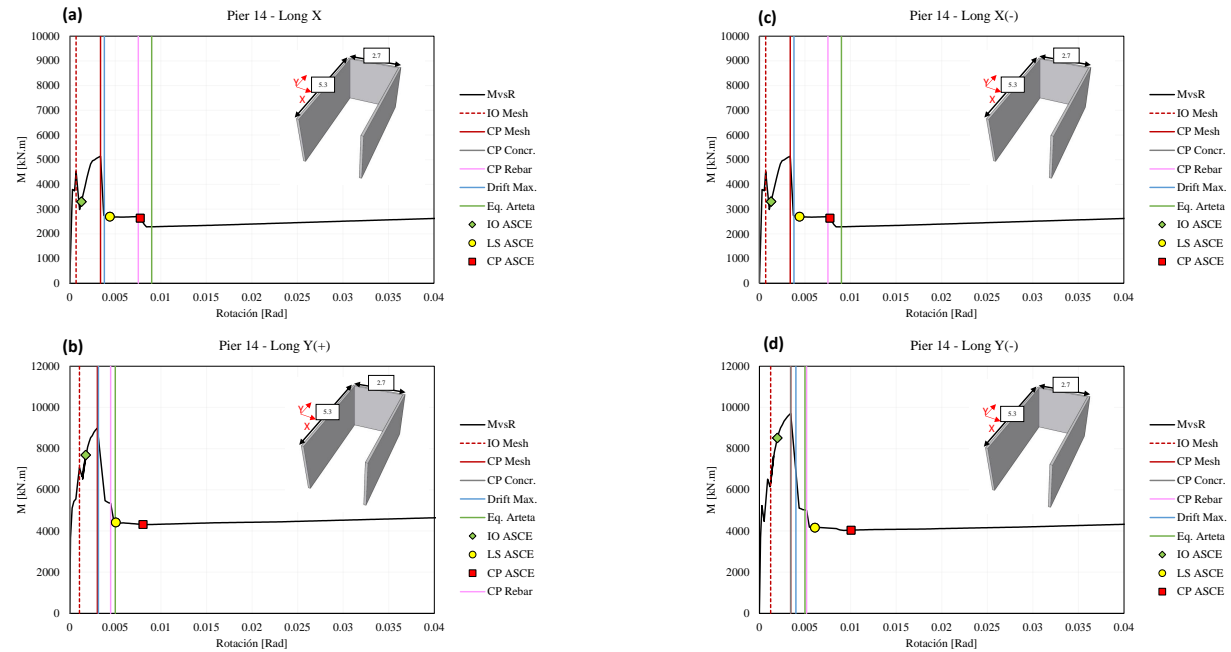


Figura C.1. 10 Curva de capacidad para muro W14, (a) X positivo, (b) Y positivo, compresión de la aleta, (c) X negativo y (d) Y negativo, tracción de la aleta.

C.2 Muros de edificio 10 pisos

MURO 01- EDIFICIO 10 PISOS

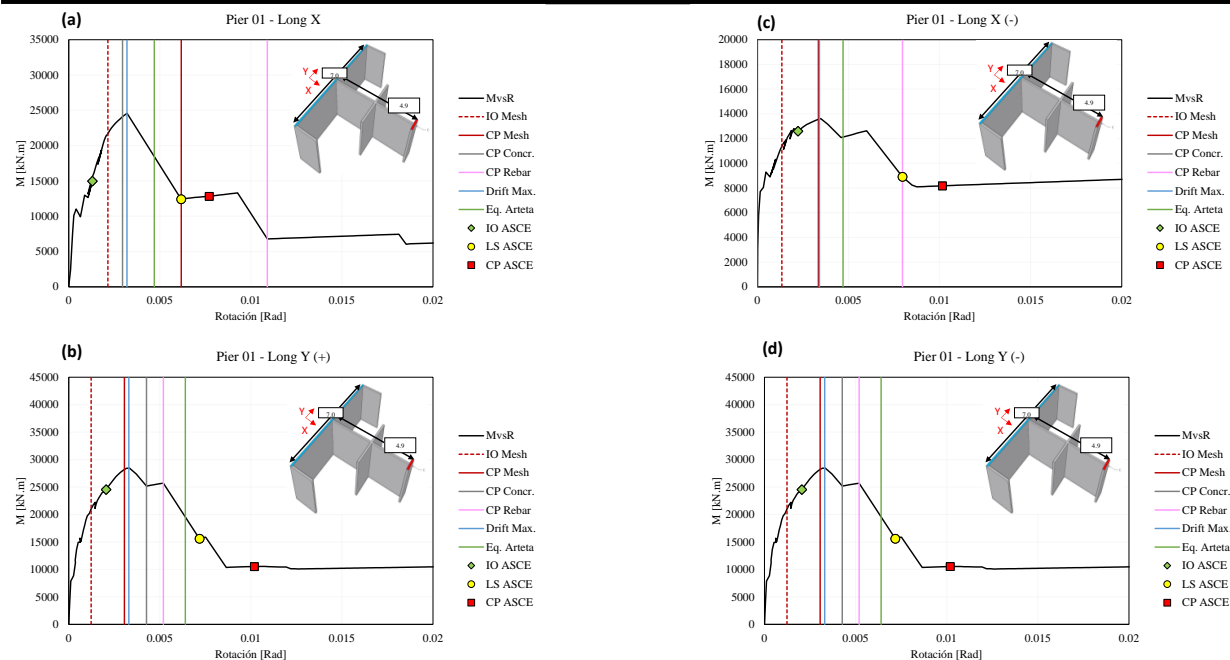


Figura C.2. 1 Curva de capacidad para muro W01, (a) X positivo, tracción de la aleta larga, (b) X negativo, compresión de la aleta larga, (c) Y positivo y (d) Y negativo.

MURO 02- EDIFICIO 10 PISOS

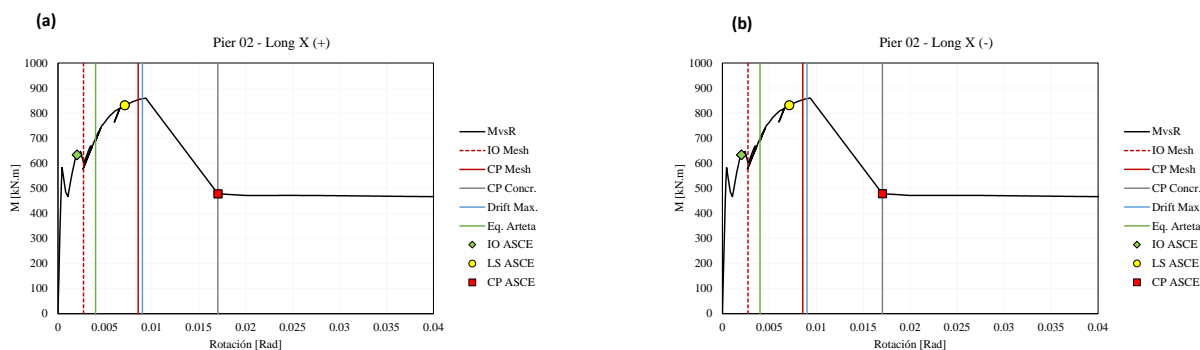


Figura C.2. 2 Curva de capacidad para muro W02, (a) X positivo y (b) X negativo.

MURO 04- EDIFICIO 10 PISOS

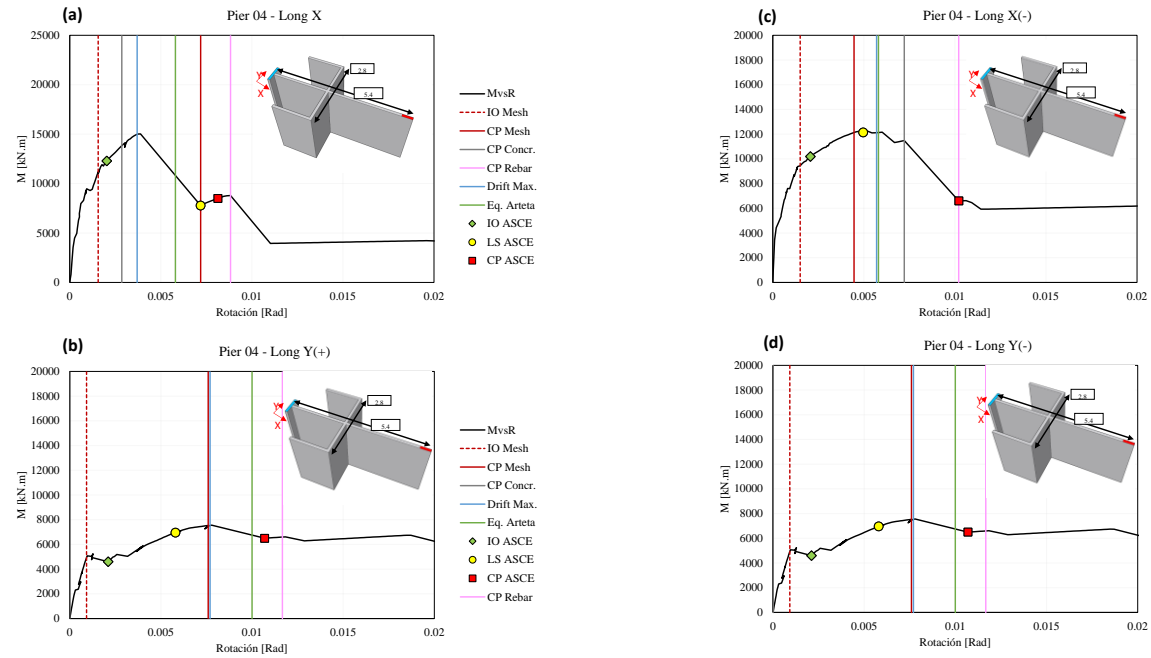


Figura C.2. 3 Curva de capacidad para muro W04, (a) X positivo, tracción de la aleta, (b) Y positivo/negativo, (c) X negativo, compresión de la aleta y (d) Y positivo/negativo.

MURO 20- EDIFICIO 10 PISOS

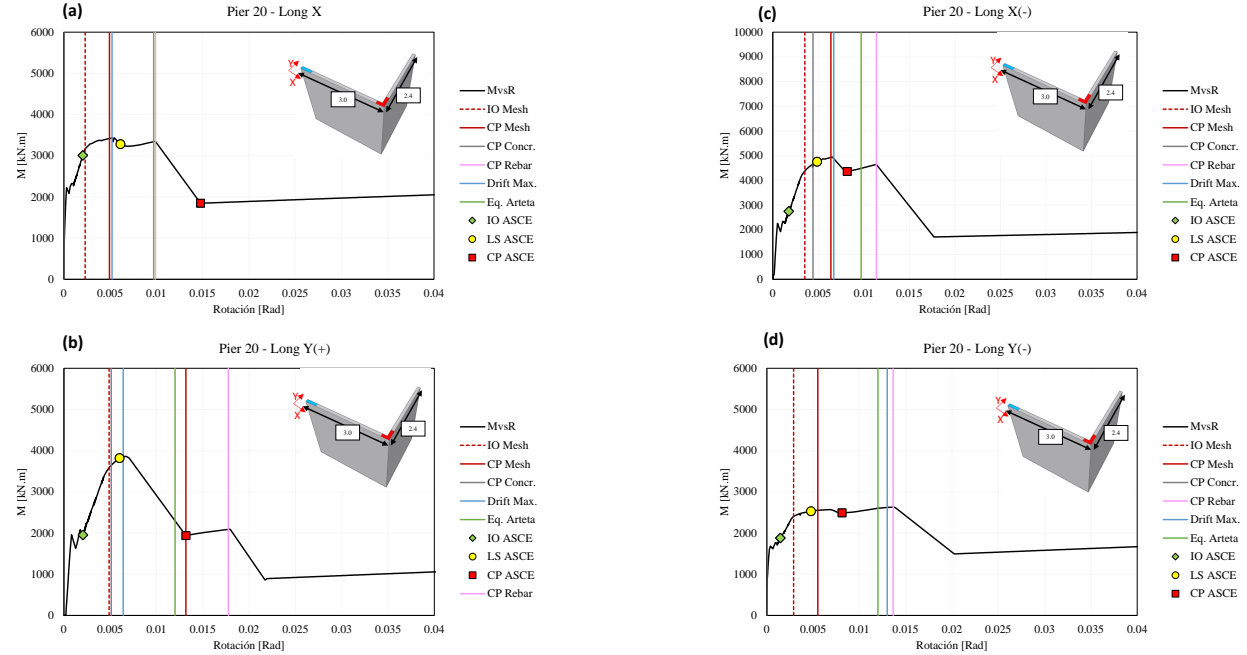


Figura C.2. 4 Curva de capacidad para muro W20, (a) X positivo, tracción de la aleta, (b) Y positivo, compresión de la aleta, (c) X negativo, compresión de la aleta y (d) Y negativo, tracción de la aleta.

MURO 13- EDIFICIO 10 PISOS

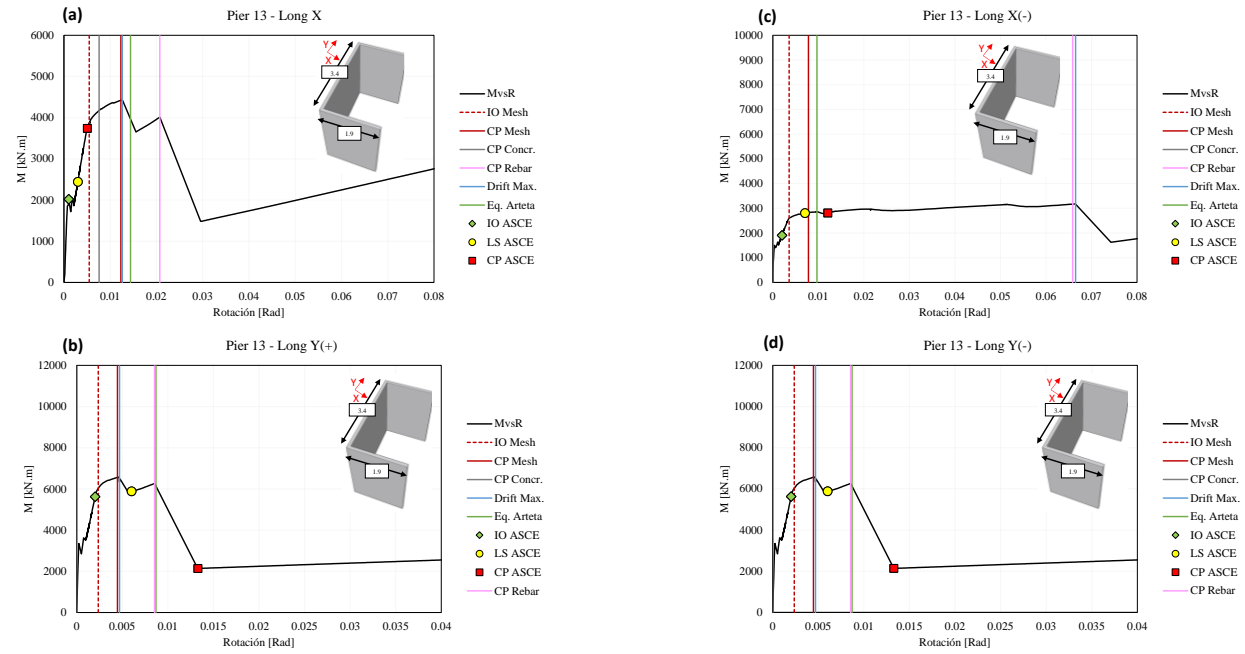


Figura C.2. 5 Curva de capacidad para muro W13, Curva de capacidad para muro W13, (a) X positivo, tracción de la aleta, (b) Y positivo, c) X negativo, compresión de la aleta y (d) Y negativo.

MURO 15- EDIFICIO 10 PISOS

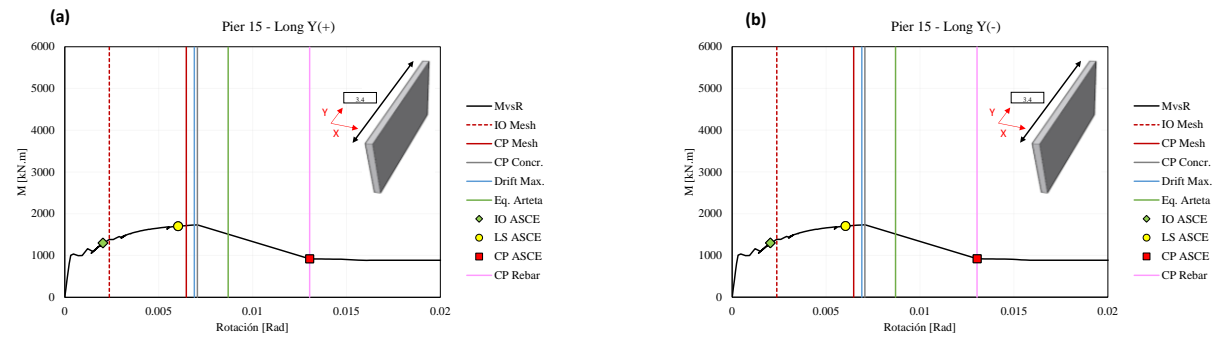


Figura C.2. 6 Curva de capacidad para muro W15, (a) Y positivo y (b) Y negativo.

MURO 17- EDIFICIO 10 PISOS

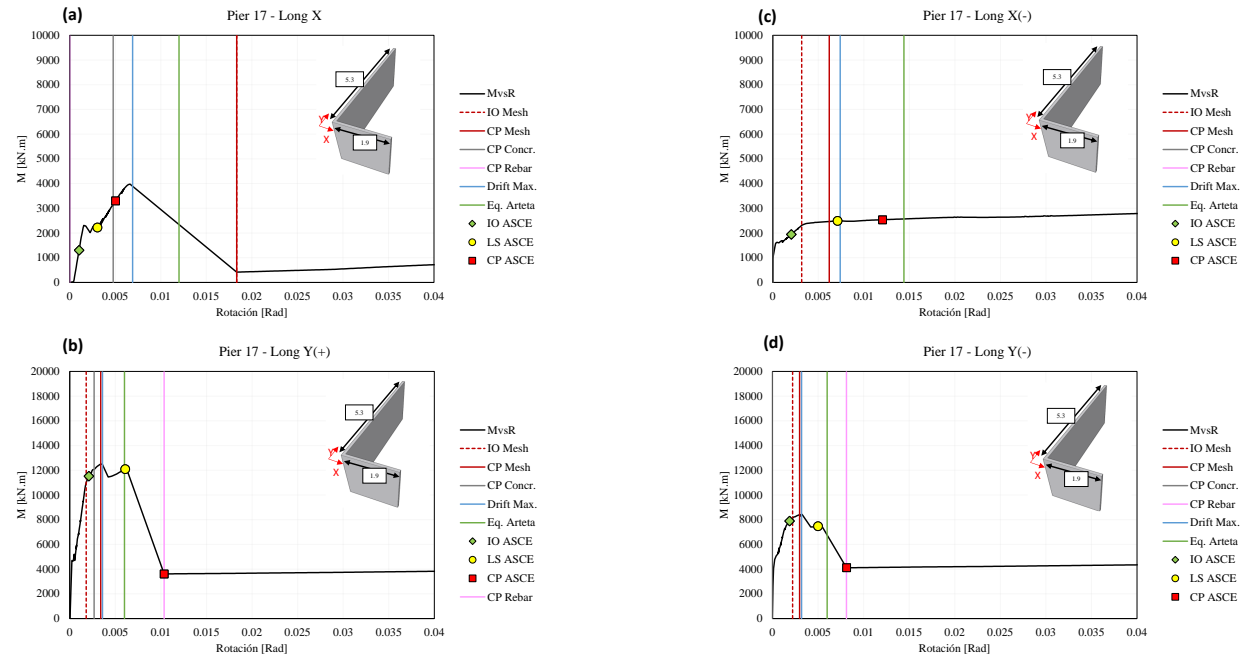


Figura C.2. 7 Curva de capacidad para muro W17, Curva de capacidad para muro W13, (a) X positivo, tracción de la aleta, (b) Y positivo, c) X negativo, compresión de la aleta y (d) Y negativo.

MURO 18- EDIFICIO 10 PISOS

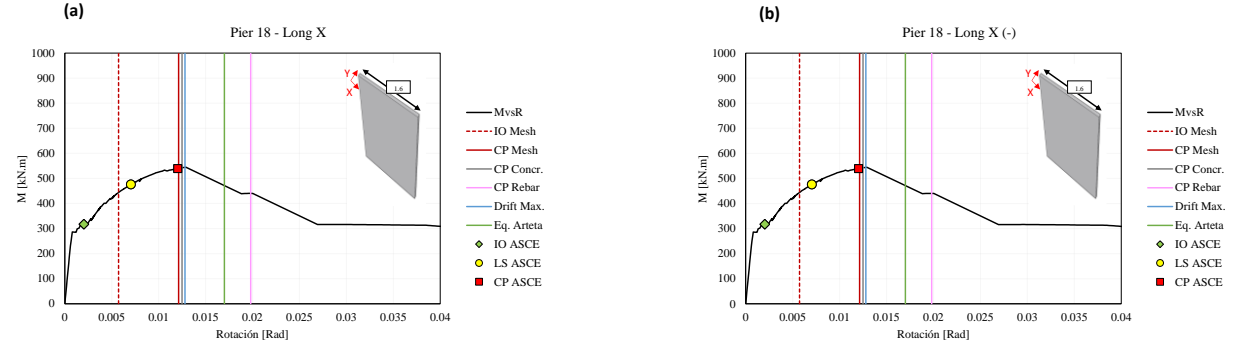


Figura C.2. 8 Curva de capacidad para muro W17, (a) X positivo y (b) X negativo.

MURO 19- EDIFICIO 10 PISOS

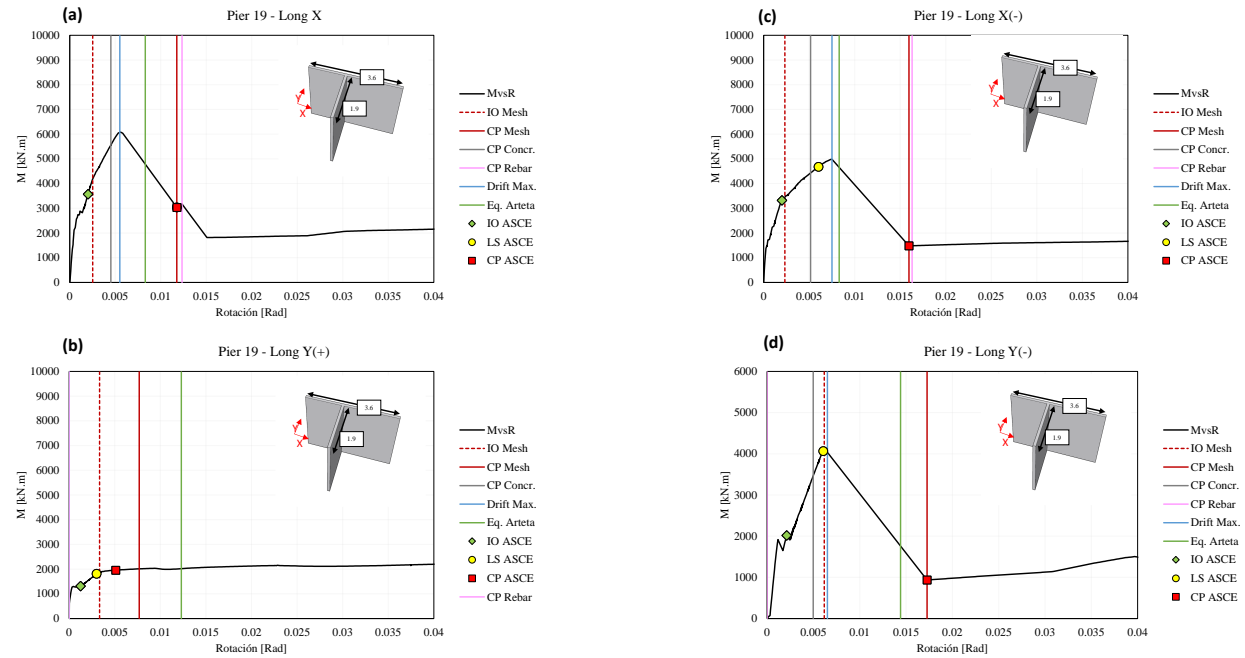


Figura C.2. 9 Curva de capacidad para muro W19, (a) X positivo, (b) Y positivo, compresión de la aleta, (c) X negativo y (d) Y negativo, tracción de la aleta.

MURO 14- EDIFICIO 10 PISOS

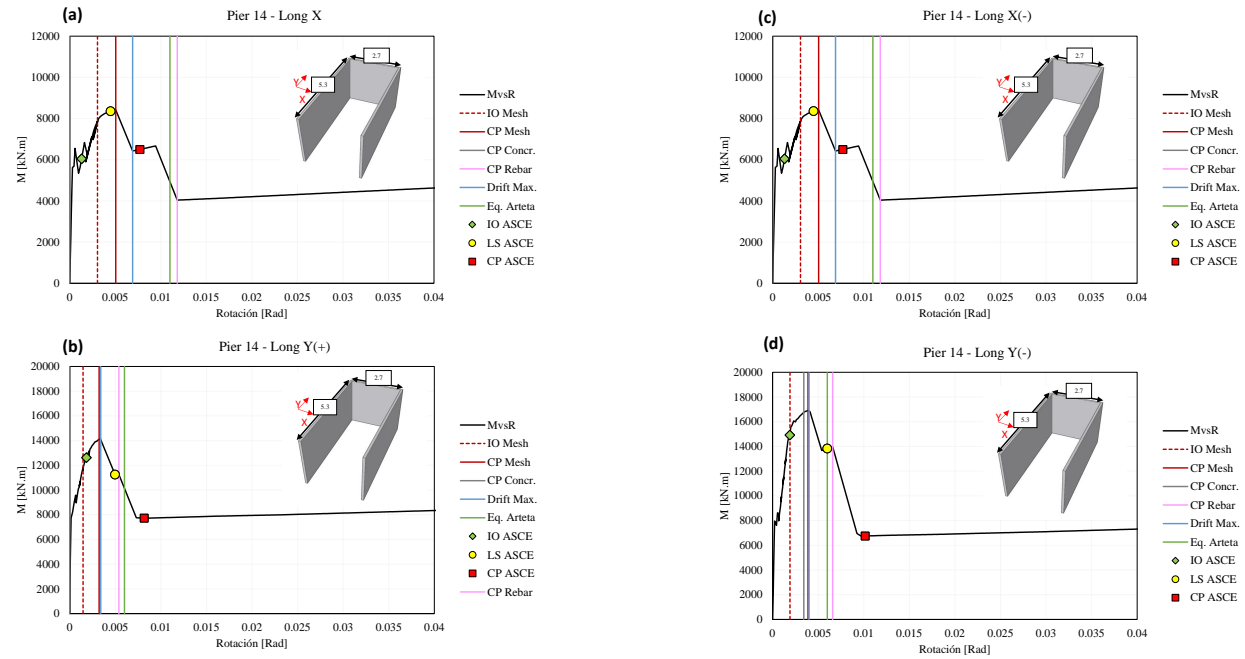


Figura C.2. 10 Curva de capacidad para muro W14, (a) X positivo, (b) Y positivo, compresión de la aleta, (c) X negativo y (d) Y negativo, tracción de la aleta.

C.3 Muros de edificio 15 pisos

MURO 01- EDIFICIO 15 PISOS

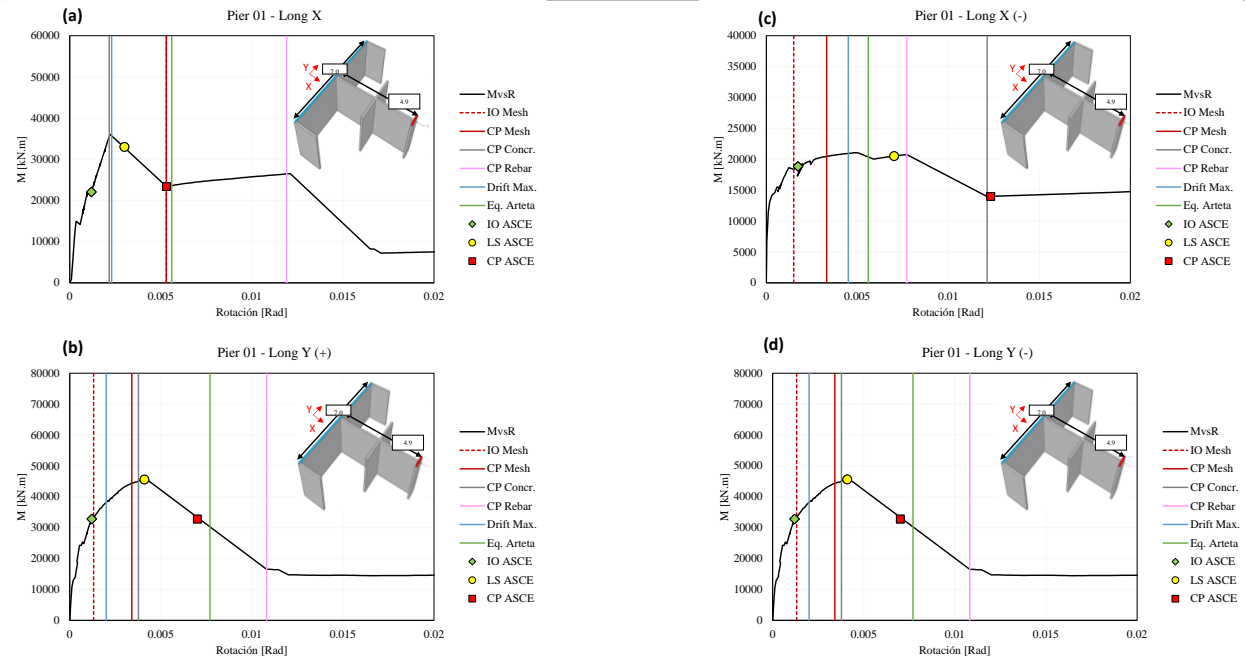


Figura C.3. 1 Curva de capacidad para muro W14, (a) X positivo, tracción de la aleta larga, (b) X negativo, compresión de la aleta larga, (c) Y positivo y (d) Y negativo

MURO 02- EDIFICIO 15 PISOS

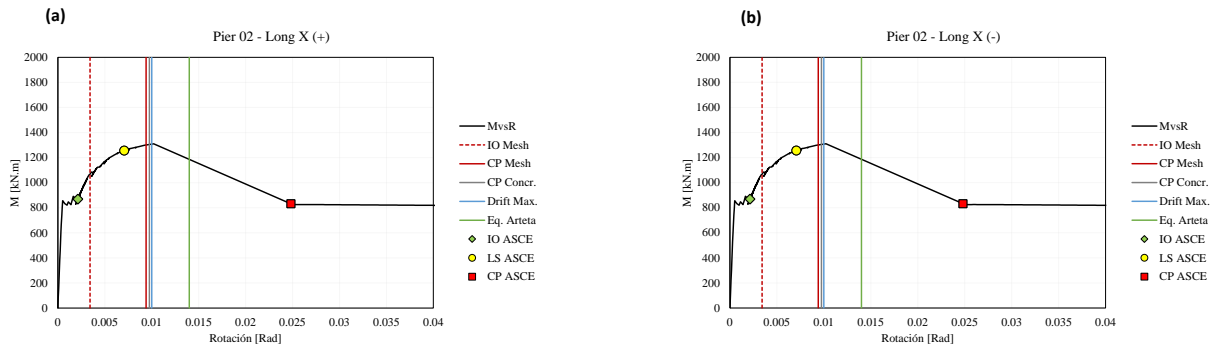


Figura C.3. 2 Curva de capacidad para muro W02, (a) X positivo y (b) X negativo.

MURO 04- EDIFICIO 15 PISOS

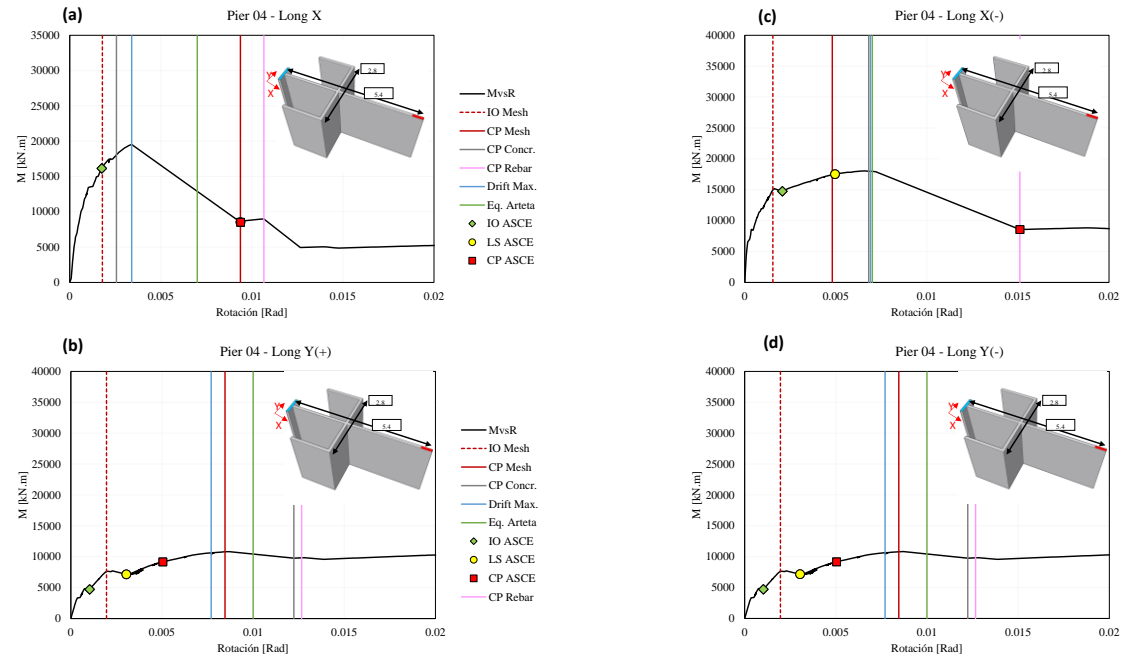


Figura C.3. 3 Curva de capacidad para muro W04, (a) X positivo, tracción de la aleta, (b) Y positivo/negativo, (c) X negativo, compresión de la aleta y (d) Y positivo/negativo.

MURO 20- EDIFICIO 15 PISOS

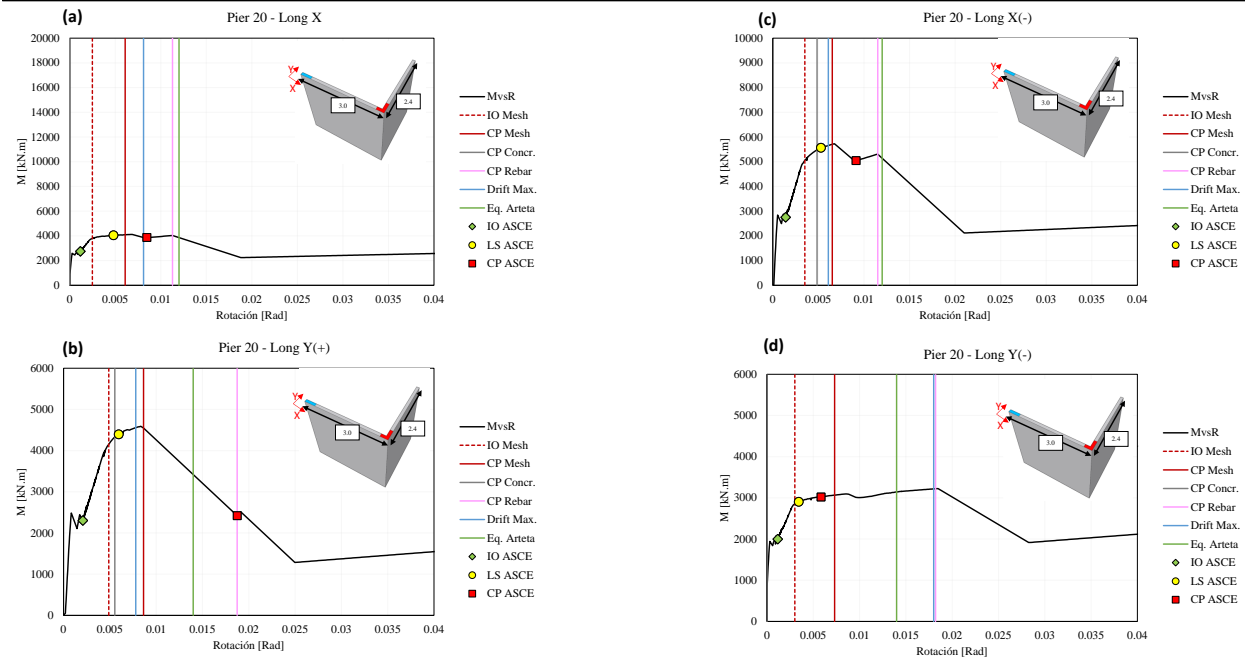


Figura C.3. 4 Curva de capacidad para muro W20, (a) X positivo, tracción de la aleta, (b) Y positivo, compresión de la aleta, (c) X negativo, compresión de la aleta y (d) Y negativo, tracción de la aleta.

MURO 13- EDIFICIO 15 PISOS

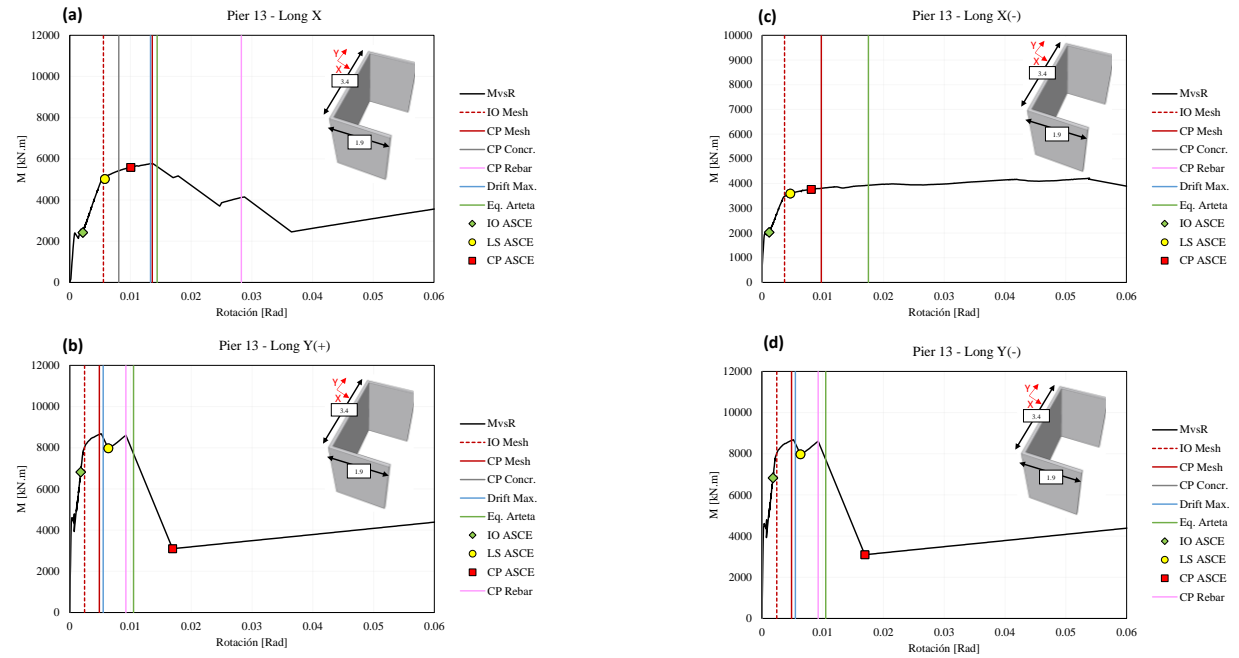


Figura C.3. 5 Curva de capacidad para muro W13, Curva de capacidad para muro W13, (a) X positivo, tracción de la aleta, (b) Y positivo, c) X negativo, compresión de la aleta y (d) Y negativo.

MURO 15- EDIFICIO 15 PISOS

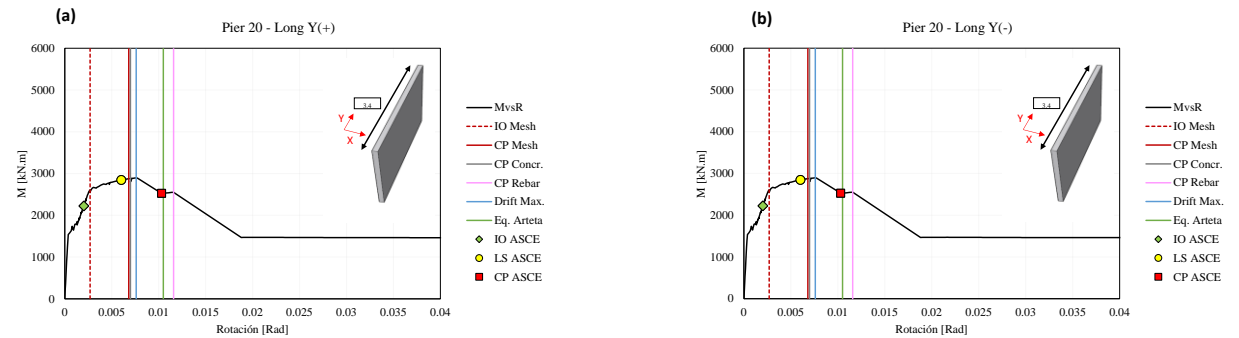


Figura C.3. 6 Curva de capacidad para muro W15, (a) Y positivo y (b) Y negativo.

MURO 17- EDIFICIO 15 PISOS

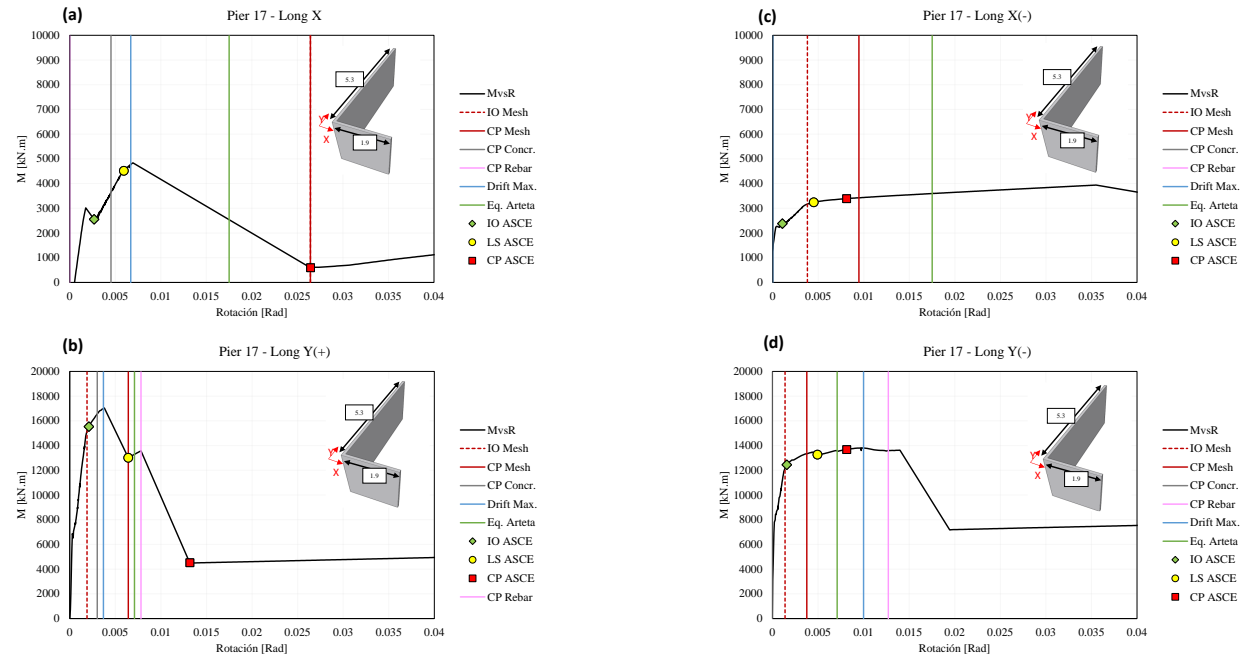


Figura C.3. 7 Curva de capacidad para muro W17, Curva de capacidad para muro W13, (a) X positivo, tracción de la aleta, (b) Y positivo, c) X negativo, compresión de la aleta y (d) Y negativo.

MURO 18- EDIFICIO 15 PISOS

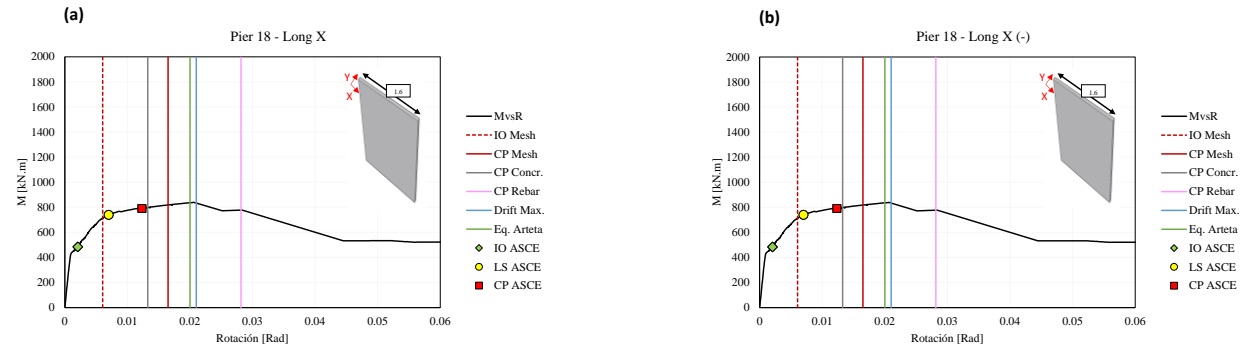


Figura C.3. 8 Curva de capacidad para muro W18, (a) X positivo y (b) X negativo.

MURO 19- EDIFICIO 15 PISOS

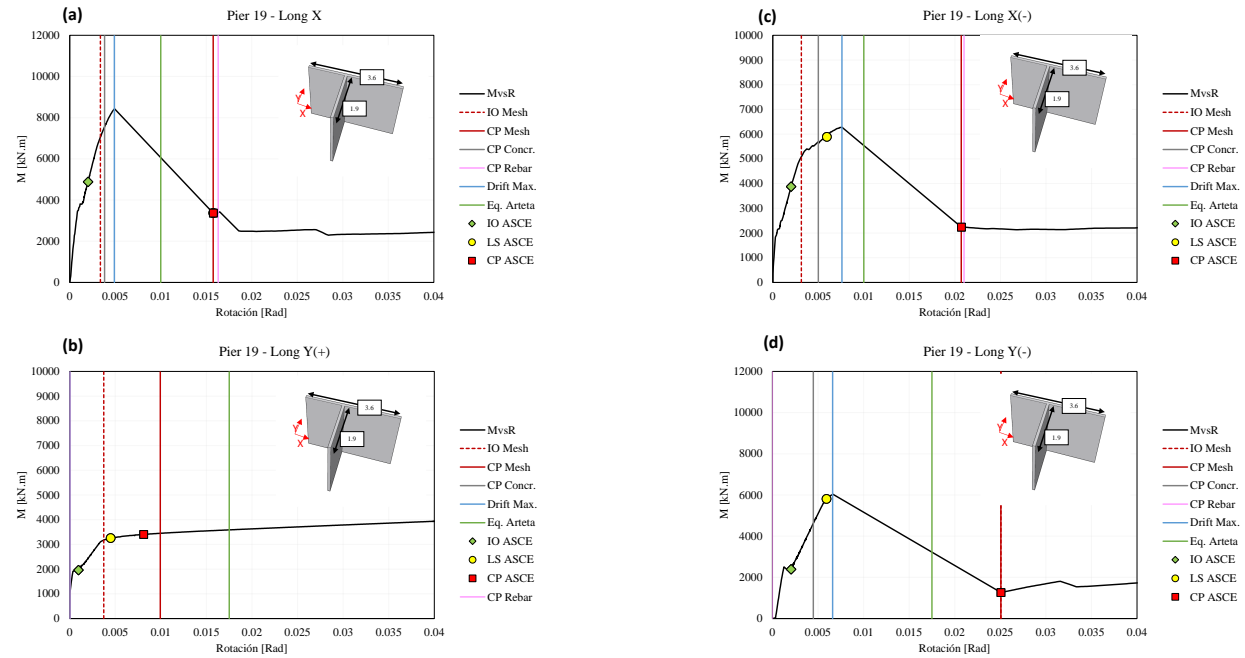


Figura C.3. 9 Curva de capacidad para muro W19, (a) X positivo, (b) Y positivo, compresión de la aleta, (c) X negativo y (d) Y negativo, tracción de la aleta.

MURO 14- EDIFICIO 15 PISOS

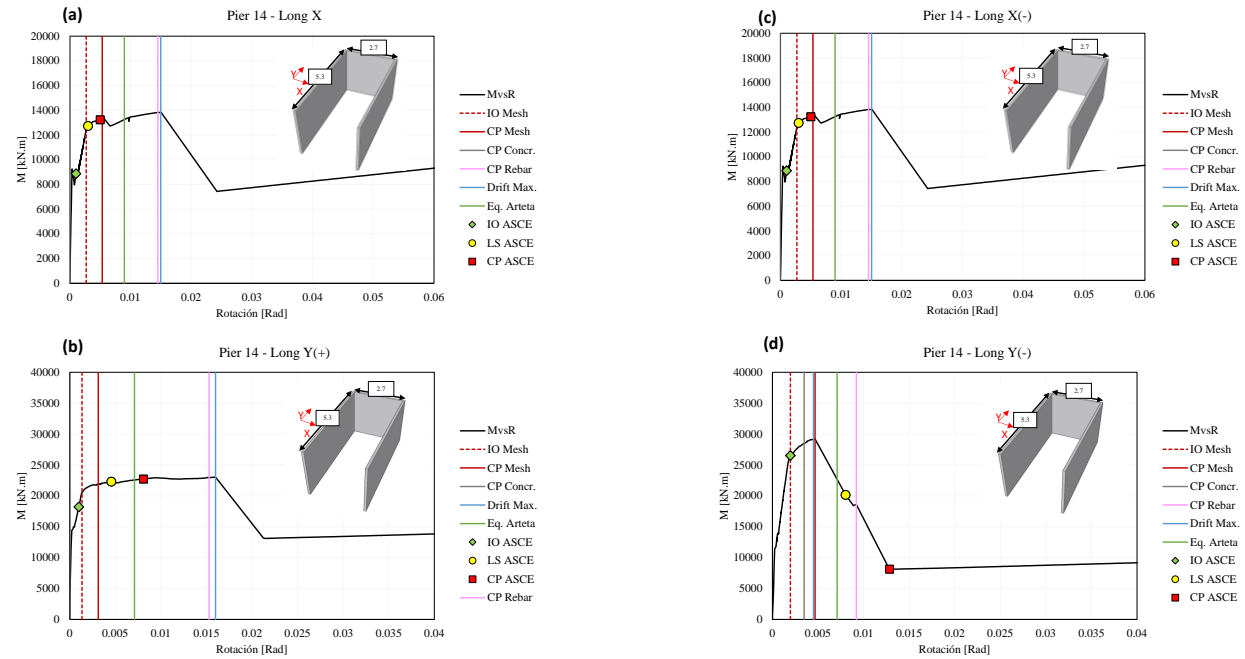


Figura C.3. 10 Curva de capacidad para muro W14, (a) X positivo, (b) Y positivo, compresión de la aleta, (c) X negativo y (d) Y negativo, tracción de la aleta.

Apéndice D – Análisis sensibilidad longitud rotula plástica

Para cada uno de los muros de los edificios se realizó un análisis de sensibilidad de la longitud de la rótula plástica, donde se compara a nivel de deformación de deriva de primer piso y de rótula plástica. En todas las figuras que se muestran a continuación, la primera columna muestra la comparación de deriva de primer piso, la segunda columna la comparación de la rótula plástica y la última columna diferentes niveles de deformación, para 3tw y 6tw. Se presenta solamente las gráficas para los muros del edificio de 5 pisos debido a la densidad de los resultados, además se presenta la misma respuesta del análisis de sensibilidad para los muros de los otros edificios.

D.1 Muros de edificio de 5 pisos

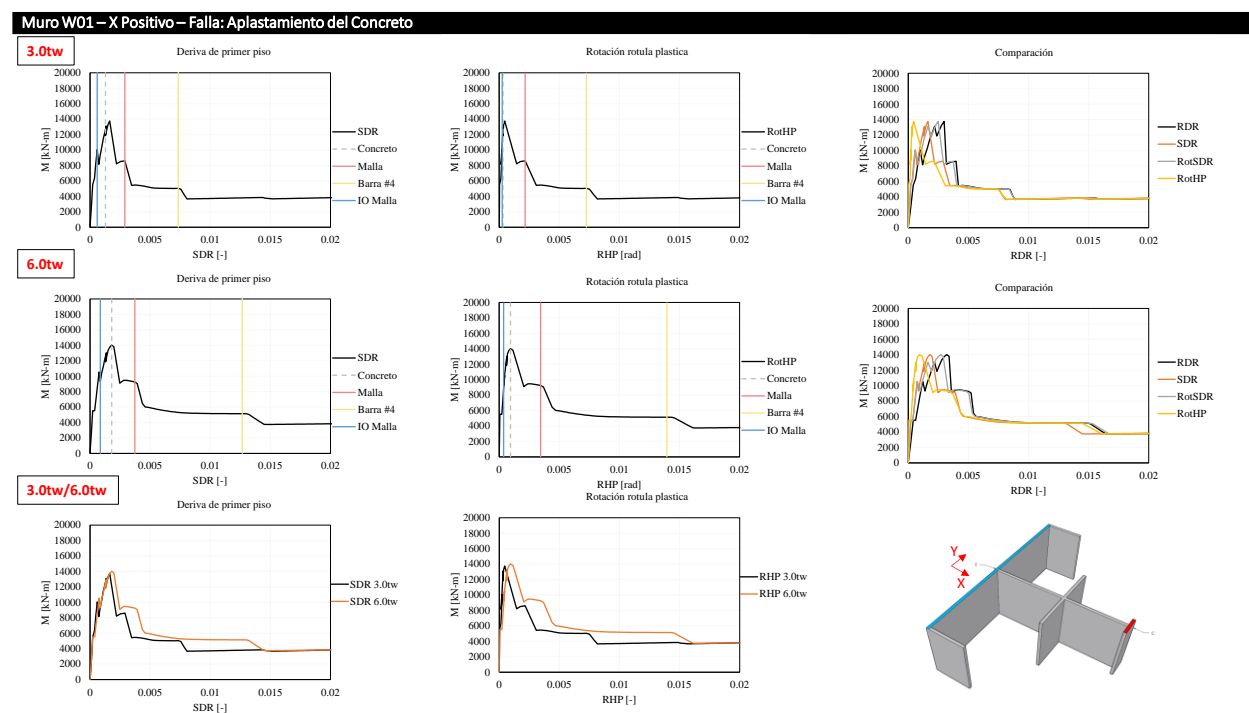


Figura D.1. 1 Respuesta muro W01, tracción aleta larga.

Muro W01 – X Negativo – Falla: Fractura del acero

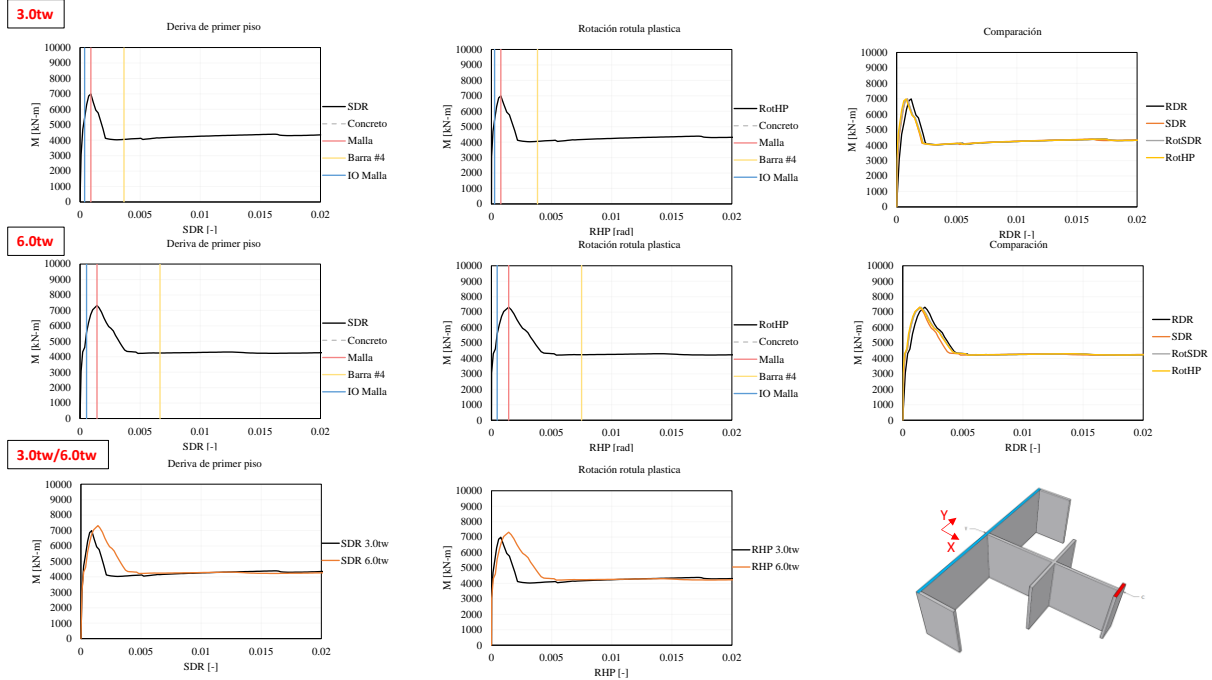


Figura D.1. 2 Respuesta muro W01, compresión aleta larga.

Muro W01 – Y Positivo/Negativo – Falla: Fractura del acero

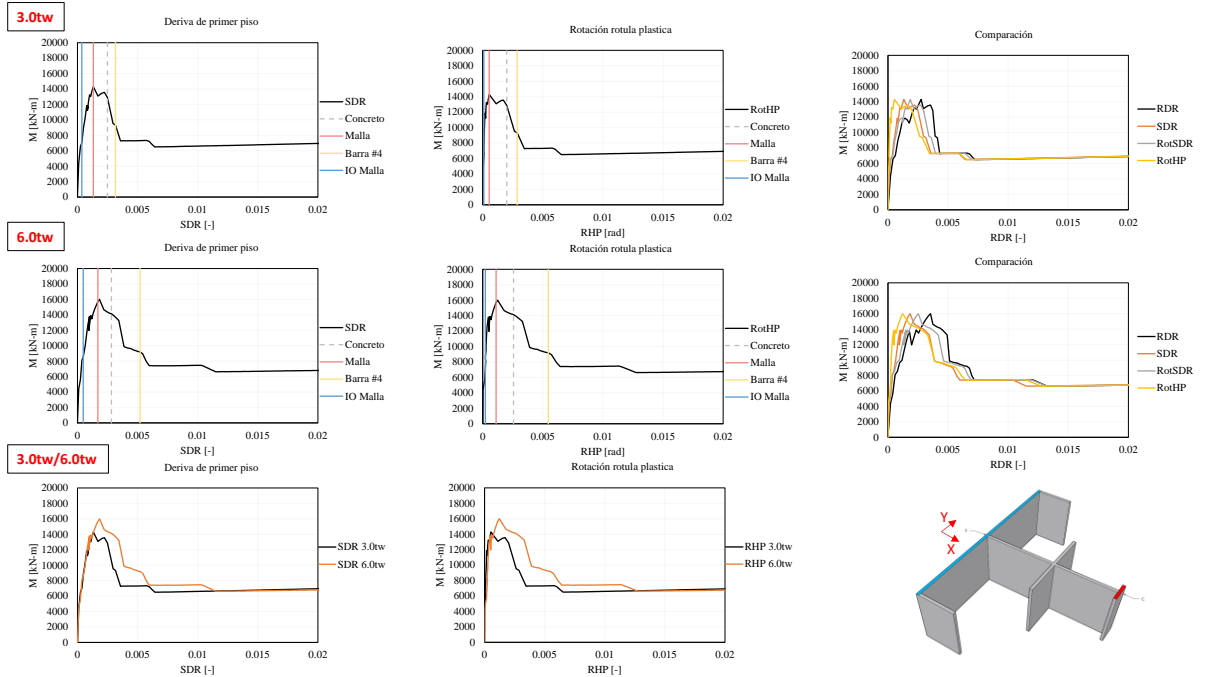


Figura D.1. 3 Respuesta muro W01, tracción o compresión.

Muro W02– X Positivo/Negativo – Falla: Fractura del acero

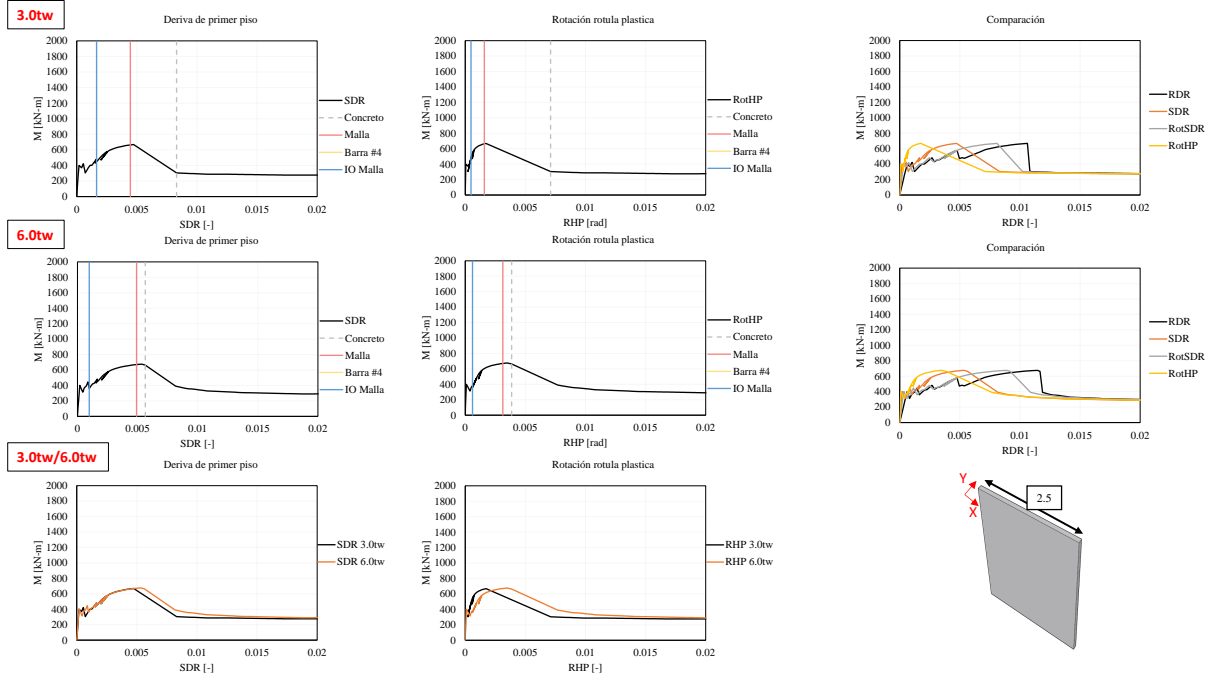


Figura D.1. 4 Respuesta muro W02, tracción o compresión.

Muro W04– X Positivo – Falla: Aplastamiento del concreto

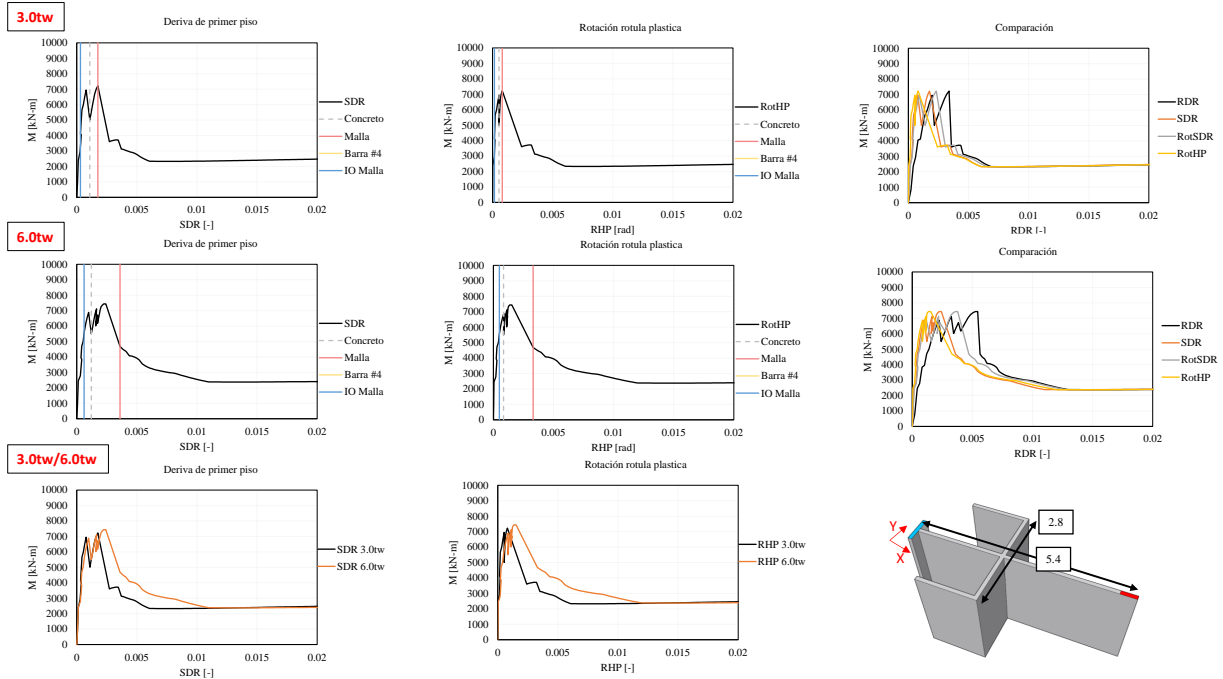


Figura D.1. 5 Respuesta muro W04, tracción aleta.

Muro W04–X Negativo – Falla: Fractura del acero

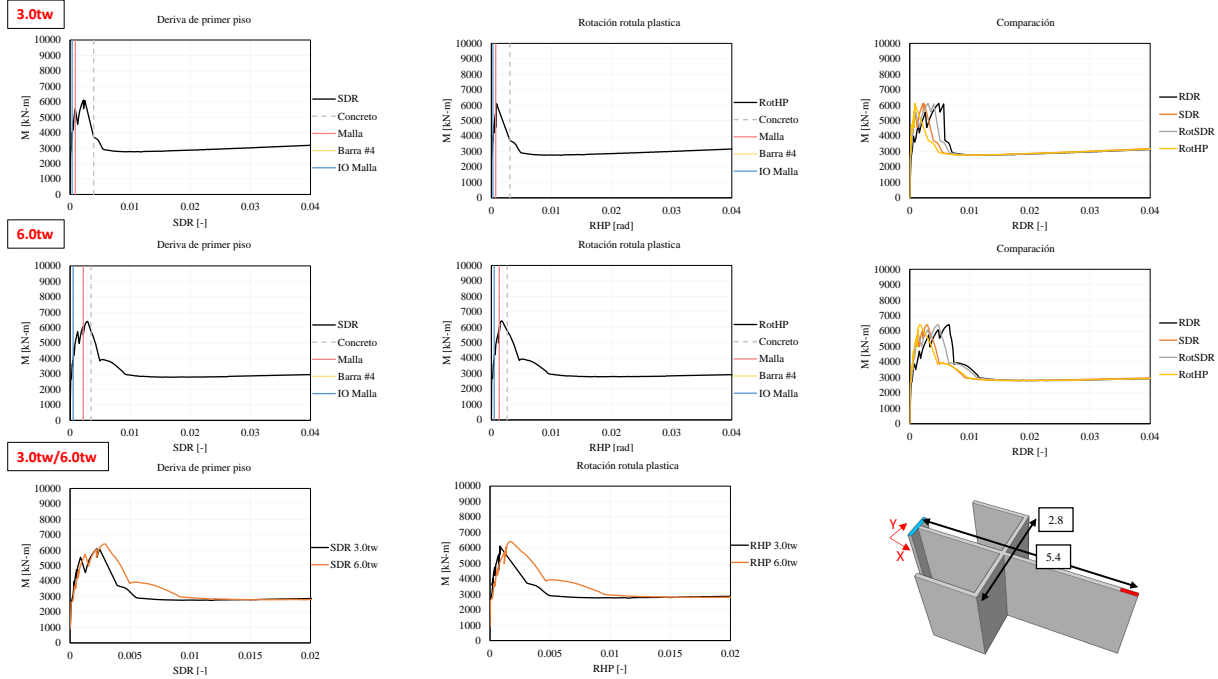


Figura D.1. 6 Respuesta muro W04, compresión aleta.

Muro W04–Y Positivo/Negativo – Falla: Fractura del acero

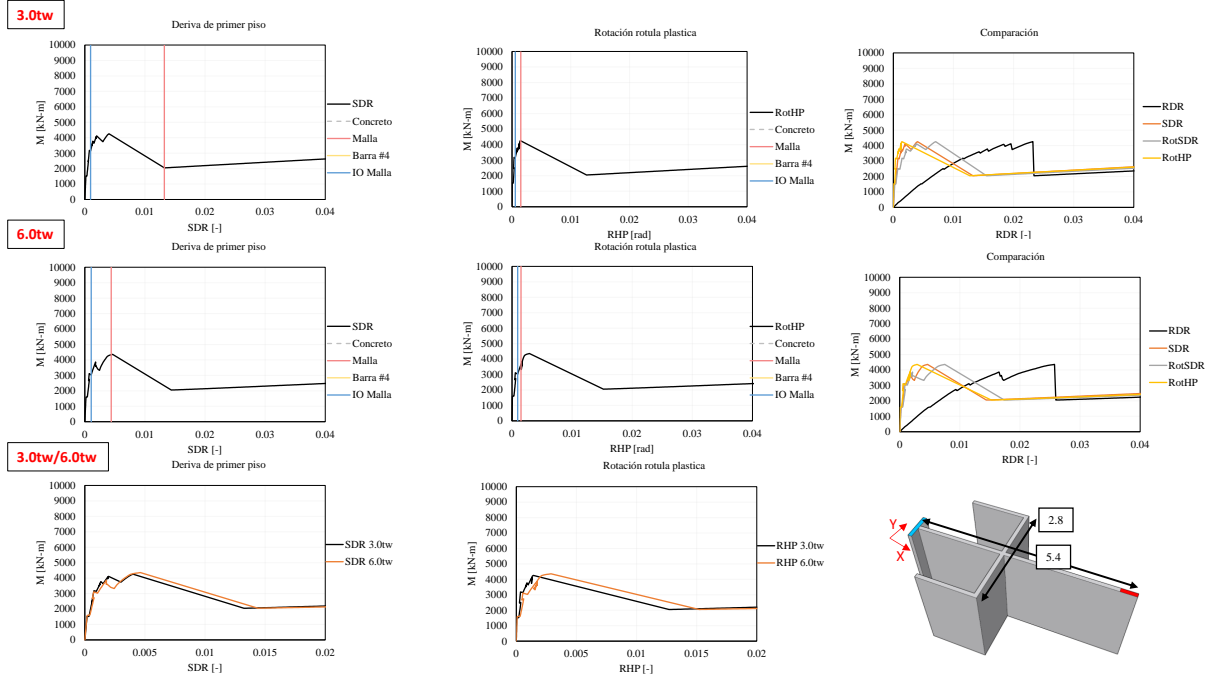


Figura D.1. 7 Respuesta muro W04, tracción o compresión.

Muro W20- X Positivo – Falla: Fractura del acero

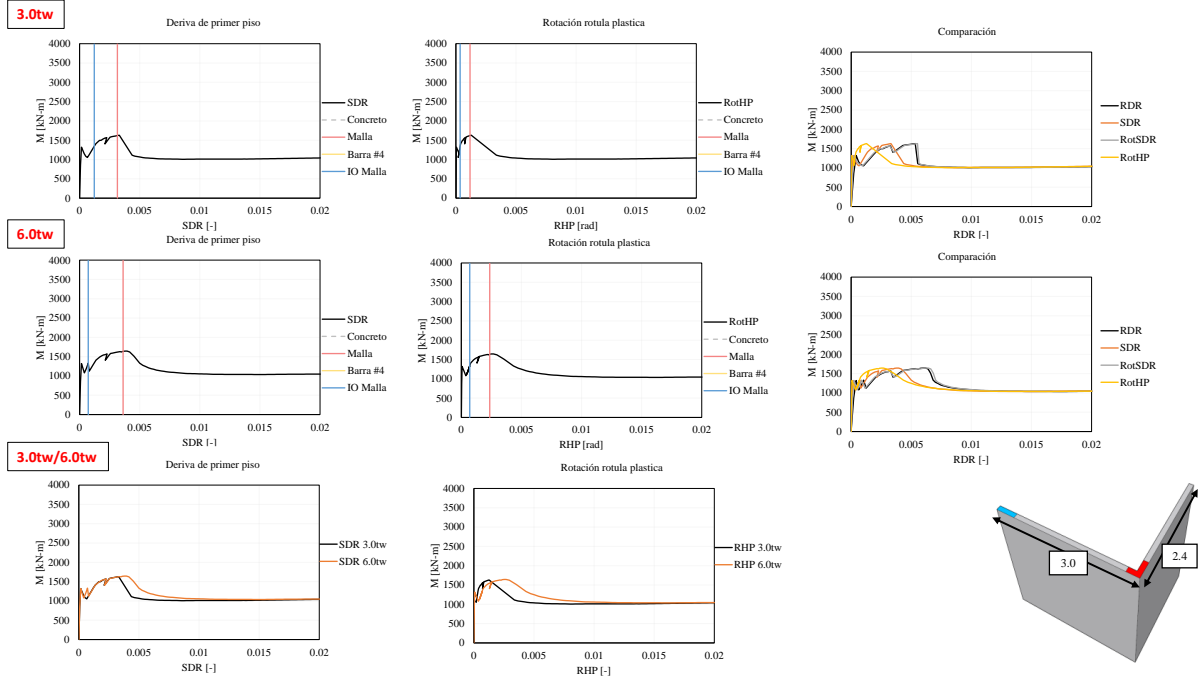


Figura D.1. 8 Respuesta muro W20, compresión aleta.

Muro W20- X Negativo – Falla: Aplastamiento del concreto

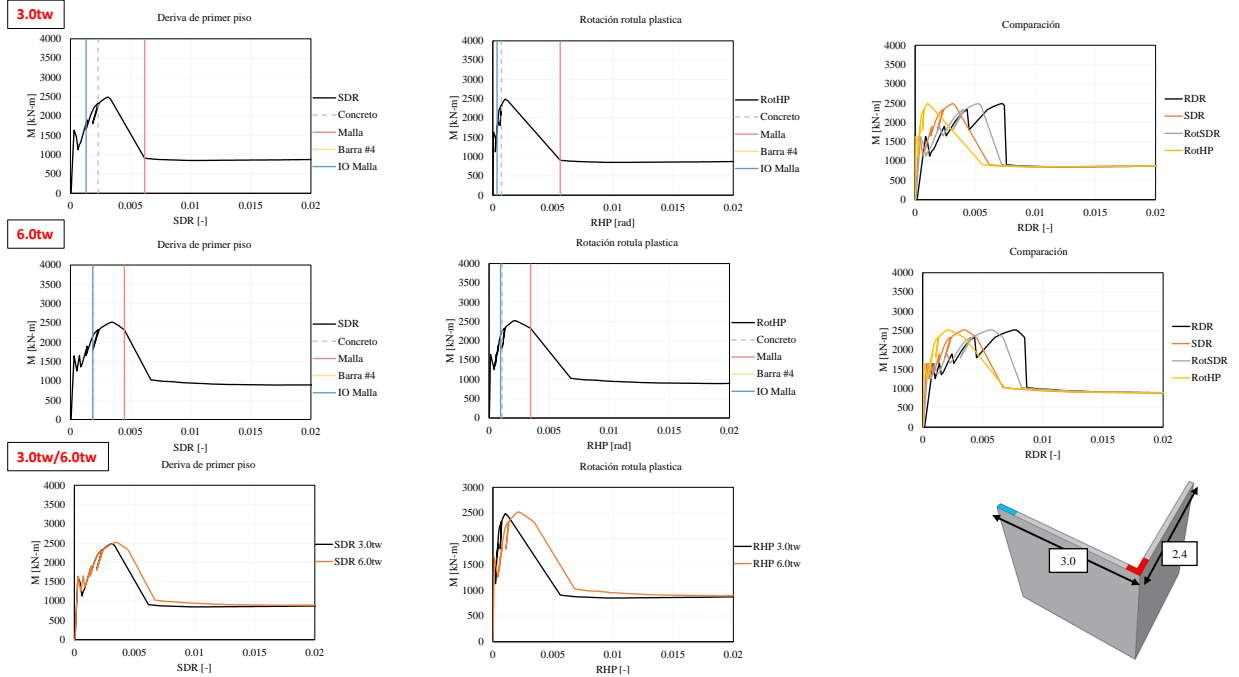


Figura D.1. 9 Respuesta muro W20, tracción aleta.

Muro W20–X Negativo – Falla: Aplastamiento del concreto

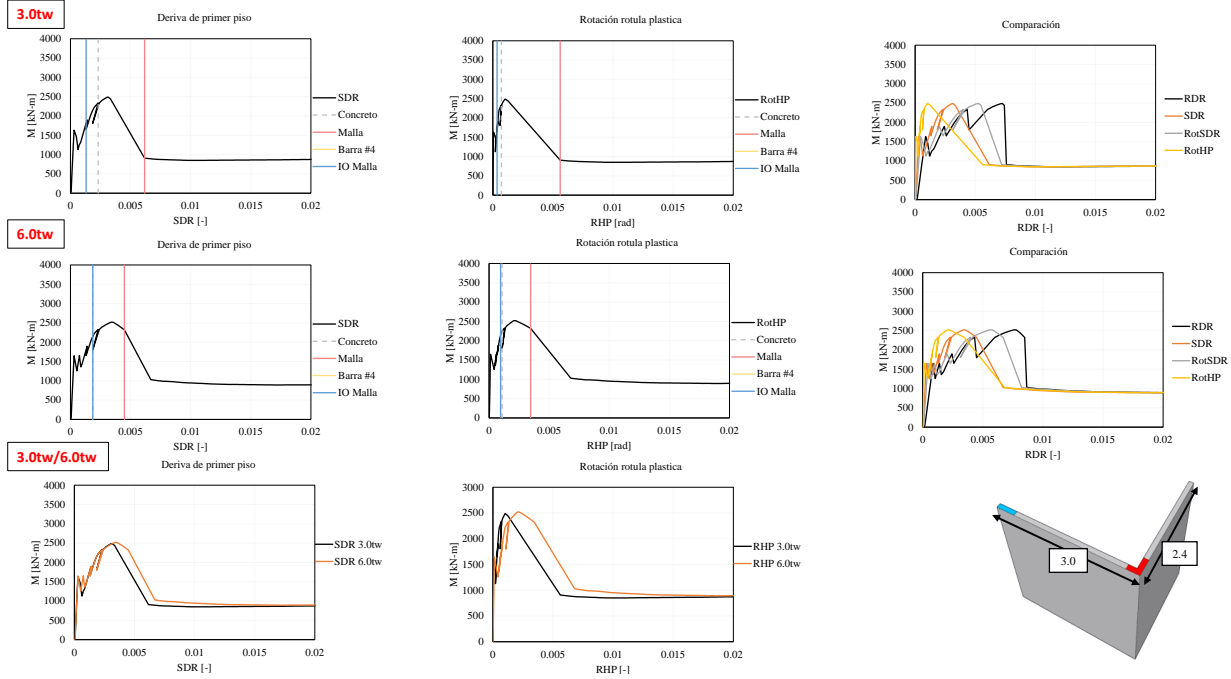


Figura D.1. 10 Respuesta muro W20, tracción aleta.

Muro W20–Y Negativo – Falla: Fractura del acero

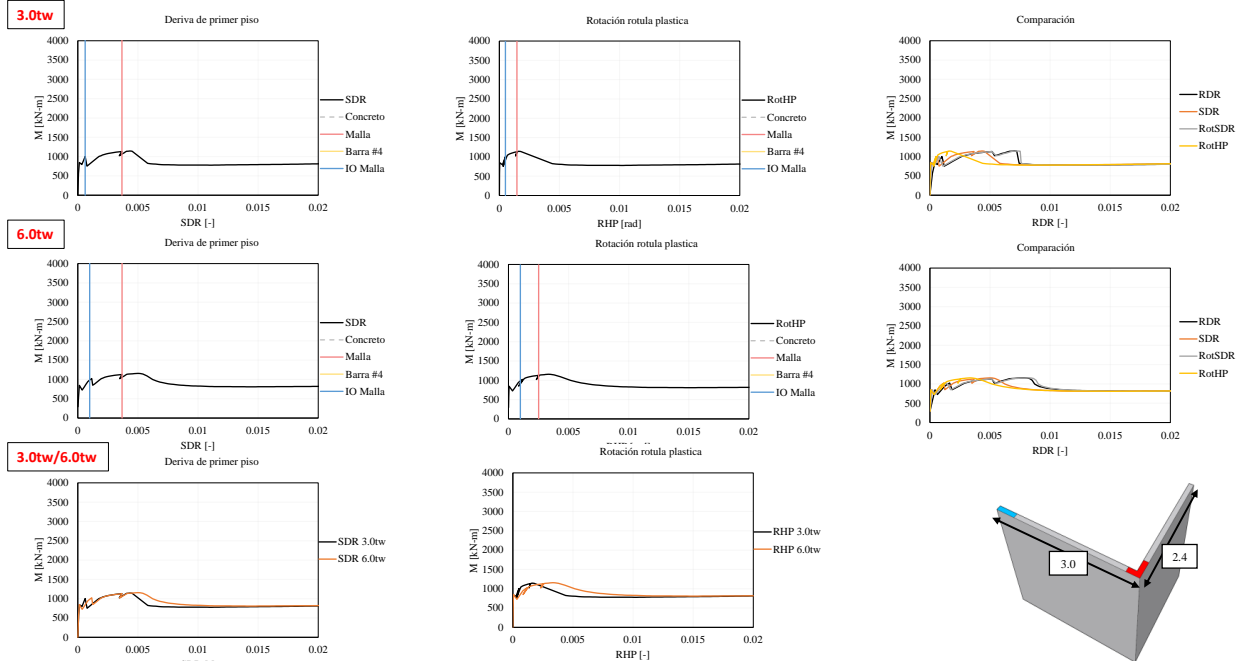


Figura D.1. 11 Respuesta muro W20, compresión aleta.

Muro W13–X Positivo – Falla: Aplastamiento del concreto

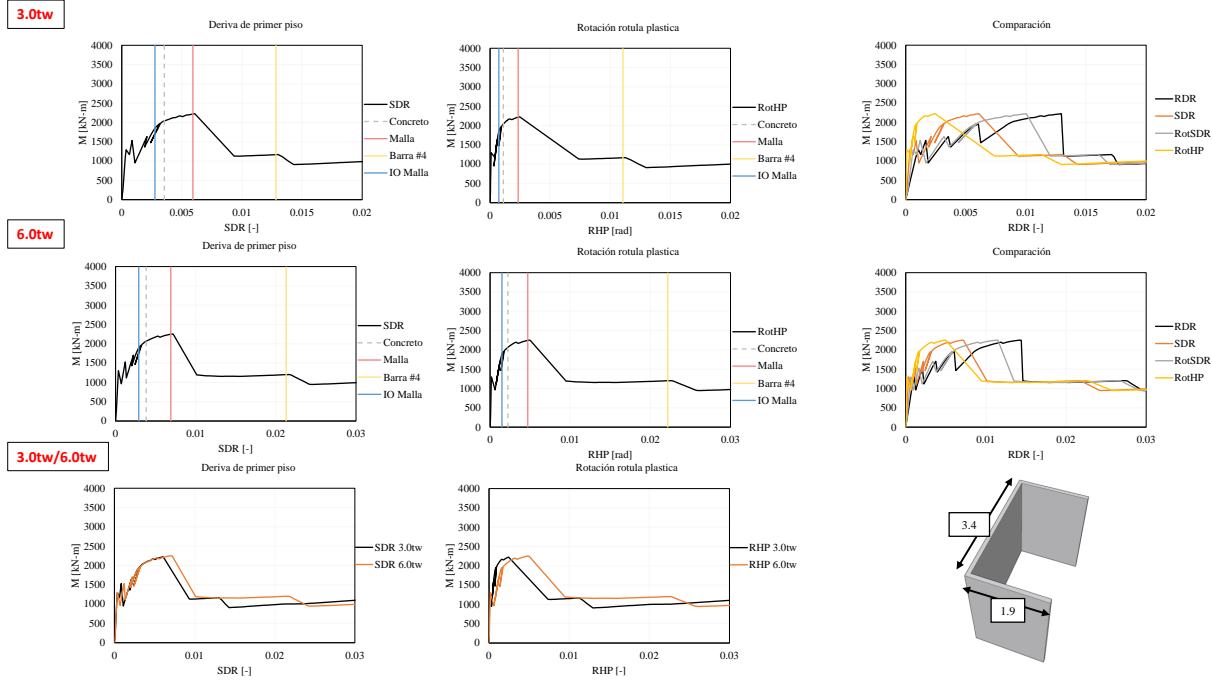


Figura D.1. 12 Respuesta muro W13, tracción aleta.

Muro W13–X Negativo – Falla: Fractura del acero

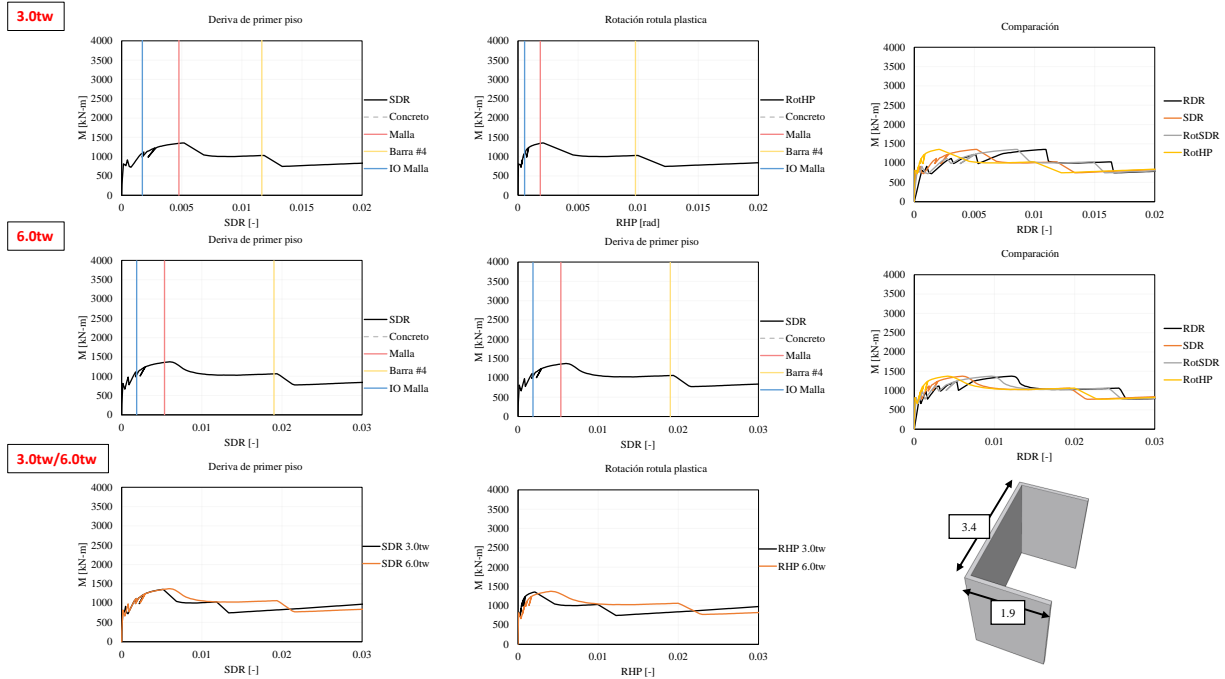


Figura D.1. 13 Respuesta muro W13, compresión aleta.

Muro W13–Y Positivo/Negativo – Falla: Fractura del acero

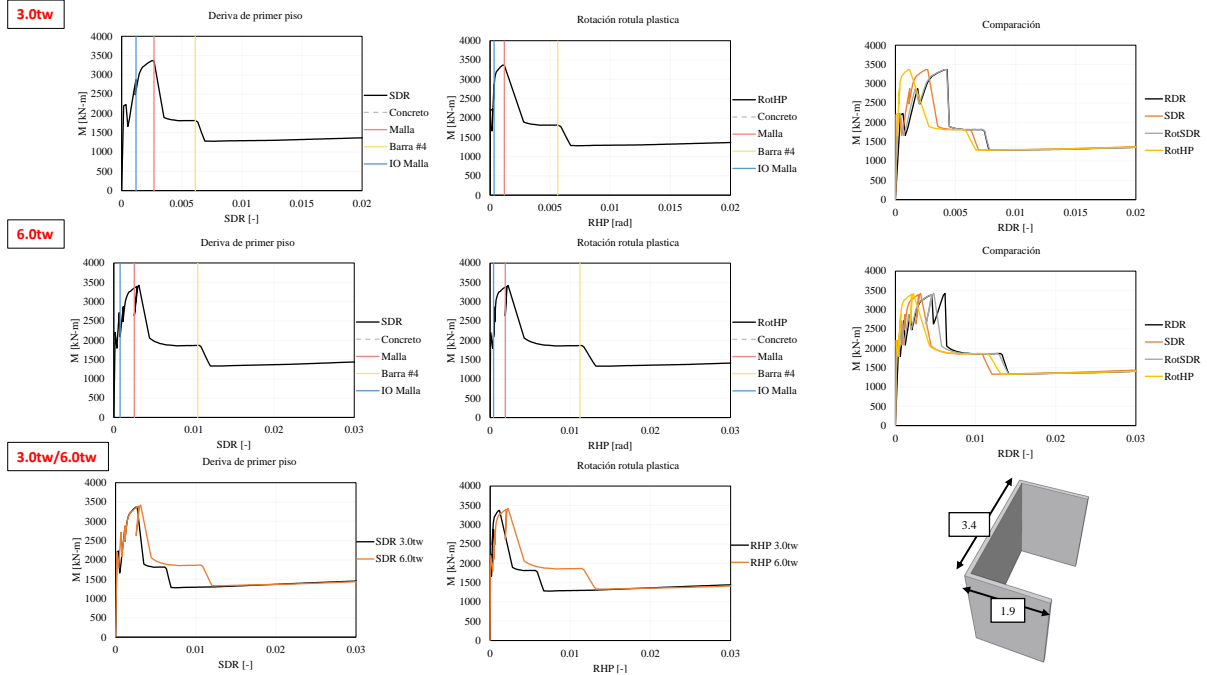


Figura D.1. 14 Respuesta muro W13, tracción o compresión.

Muro W15–Y Positivo/Negativo – Falla: Fractura del acero

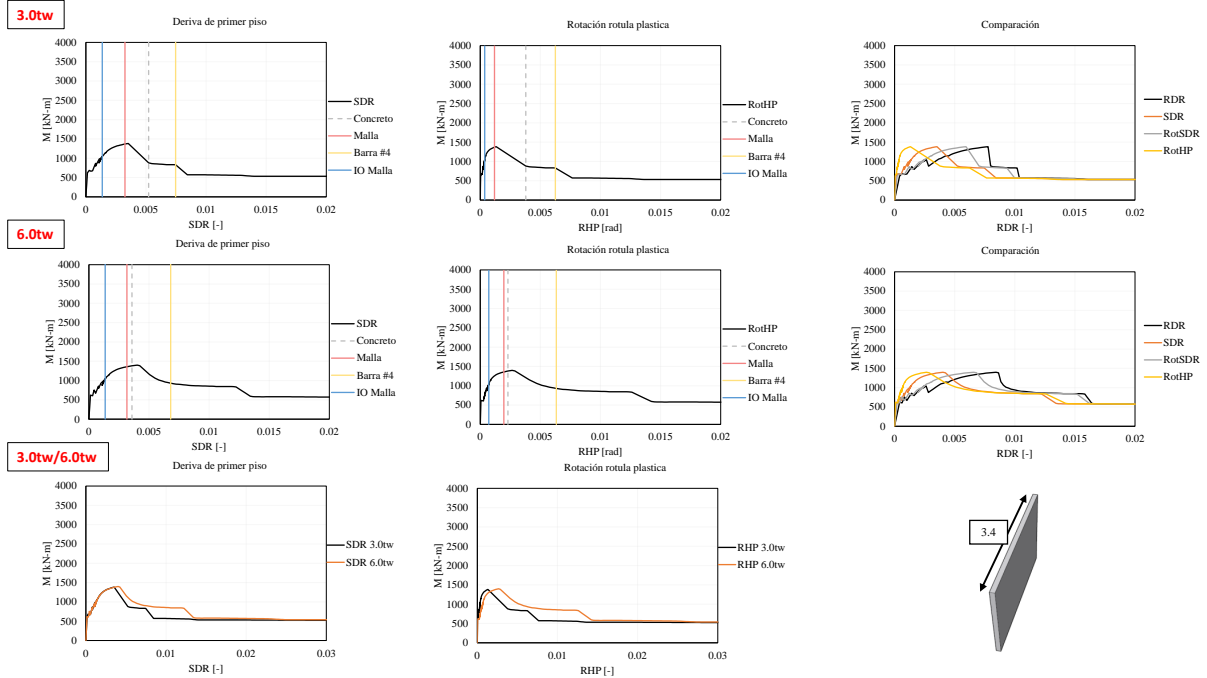


Figura D.1. 15 Respuesta muro W15, tracción o compresión.

Muro W17– X Positivo – Falla: Aplastamiento del concreto

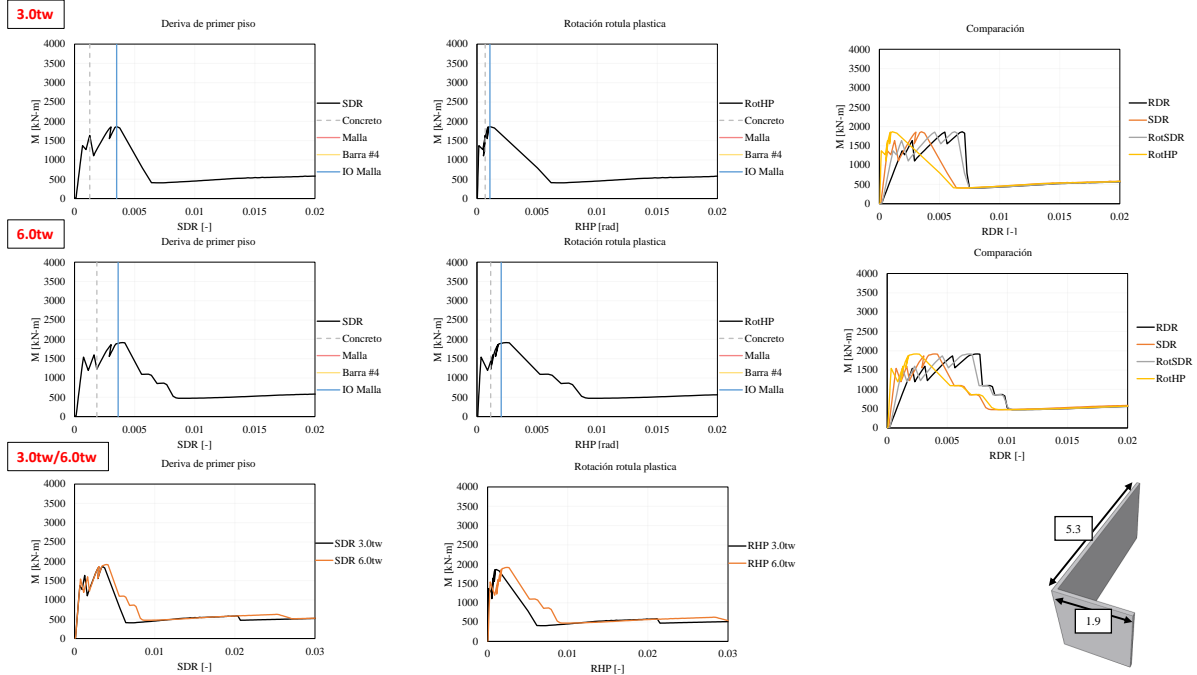


Figura D.1. 16 Respuesta muro W17, tracción aleta.

Muro W17– X Negativo – Falla: Fractura del acero

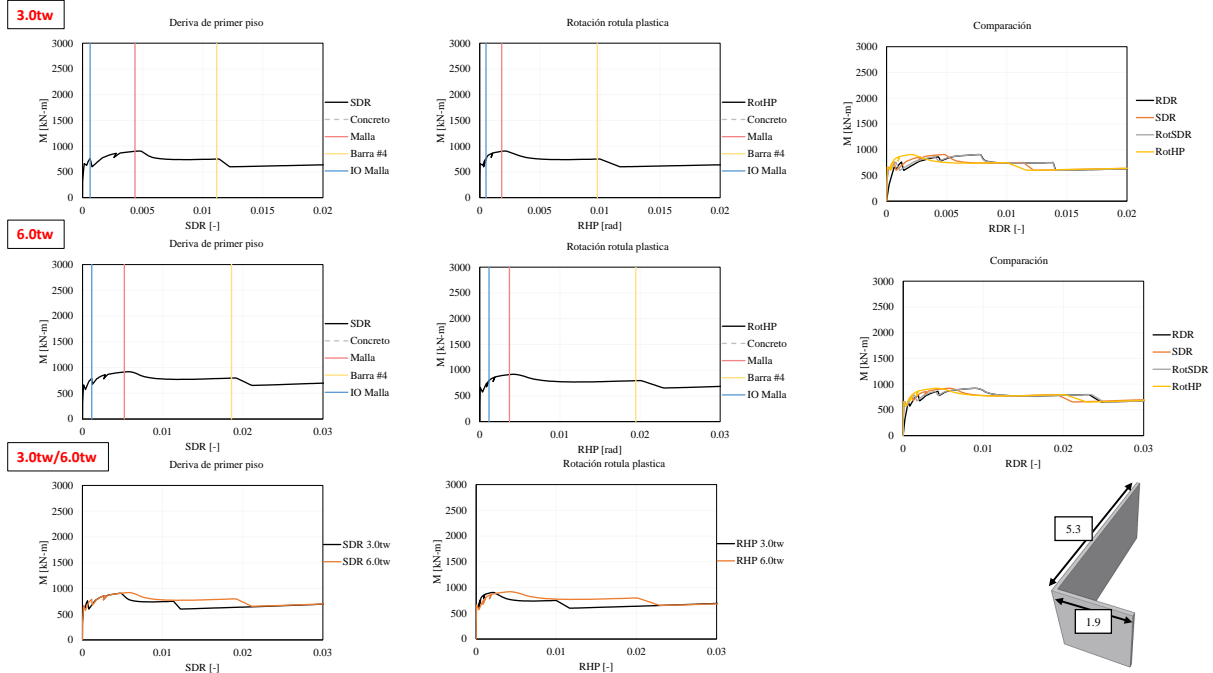


Figura D.1. 17 Respuesta muro W17, compresión aleta.

Muro W17–Y Positivo – Falla: Aplastamiento del concreto

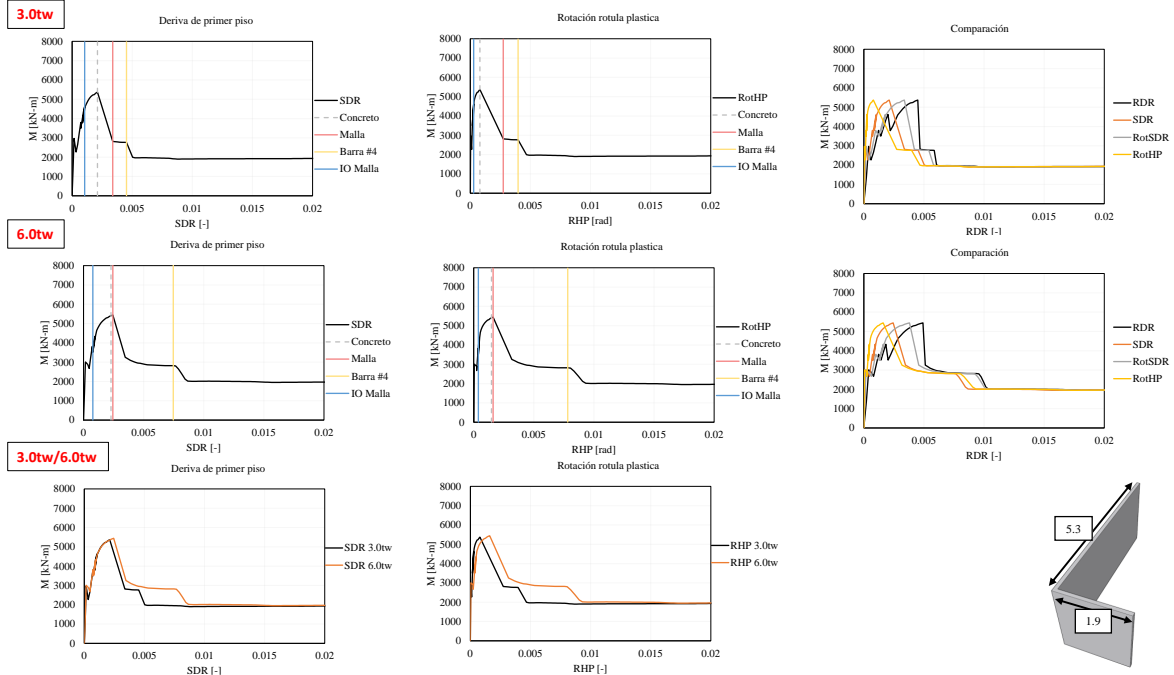


Figura D.1. 18 Respuesta muro W17, tracción aleta.

Muro W17–Y Negativo – Falla: Fractura del acero

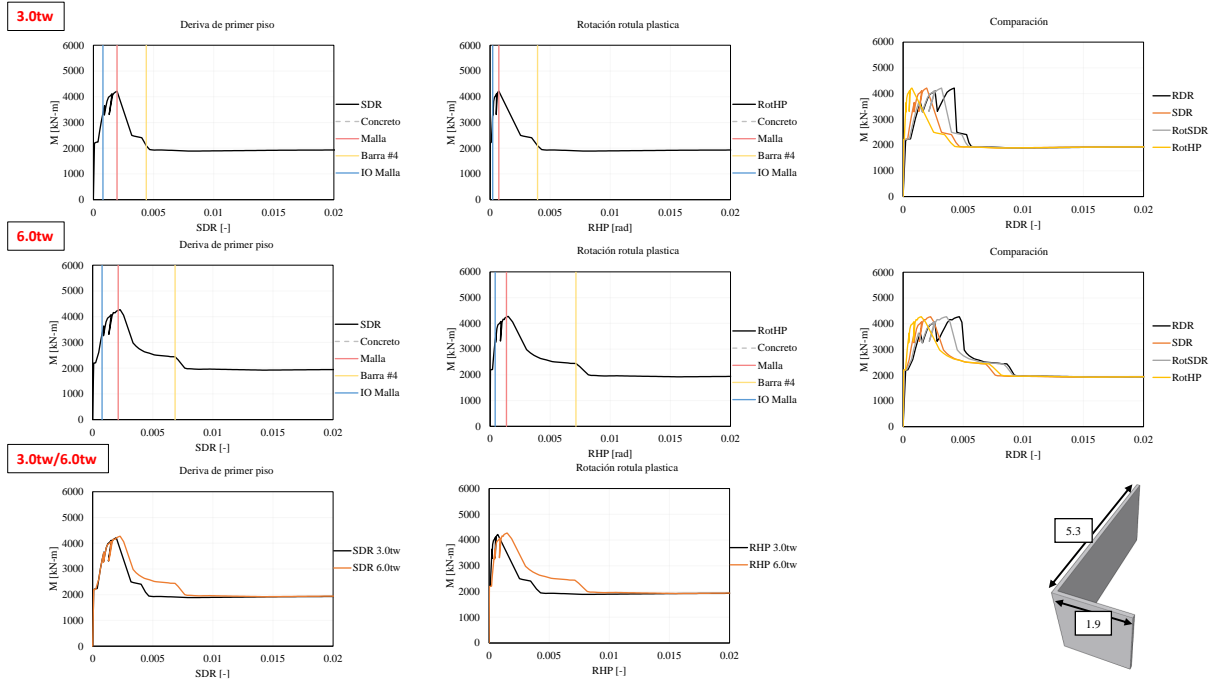


Figura D.1. 19 Respuesta muro W17, compresión aleta.

Muro W19– X Positivo – Falla: Fractura del acero

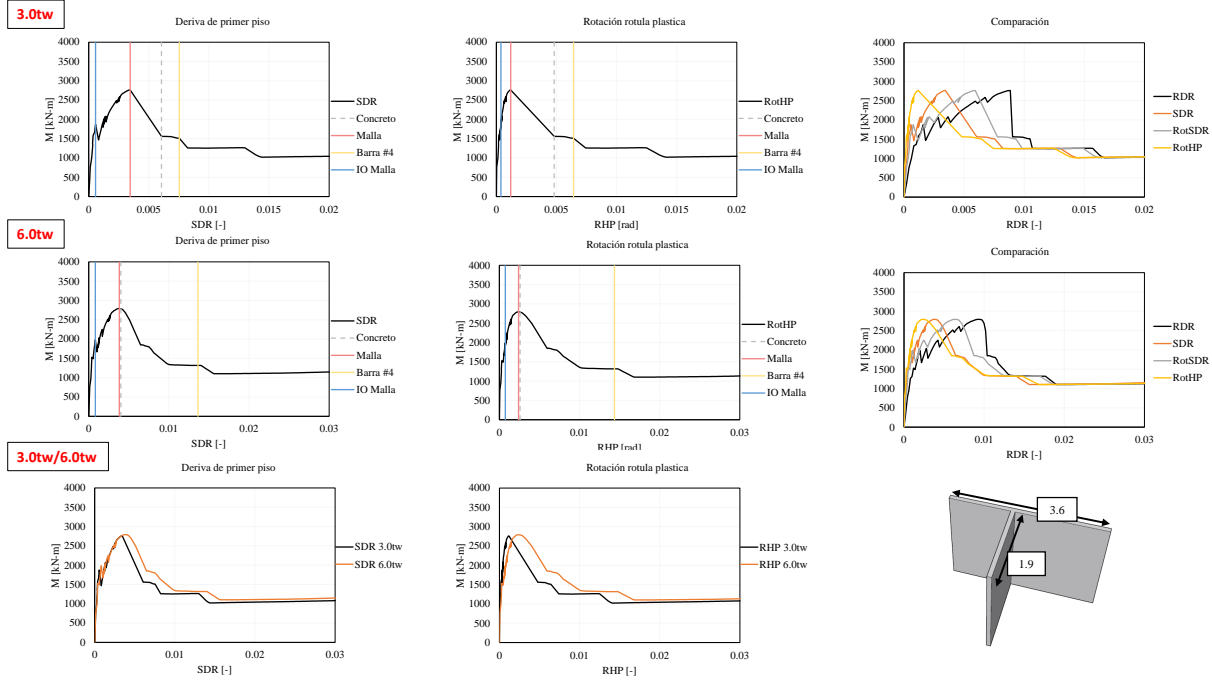


Figura D.1. 20 Respuesta muro W19, compresión o tracción.

Muro W19– X Negativo – Falla: Fractura del acero

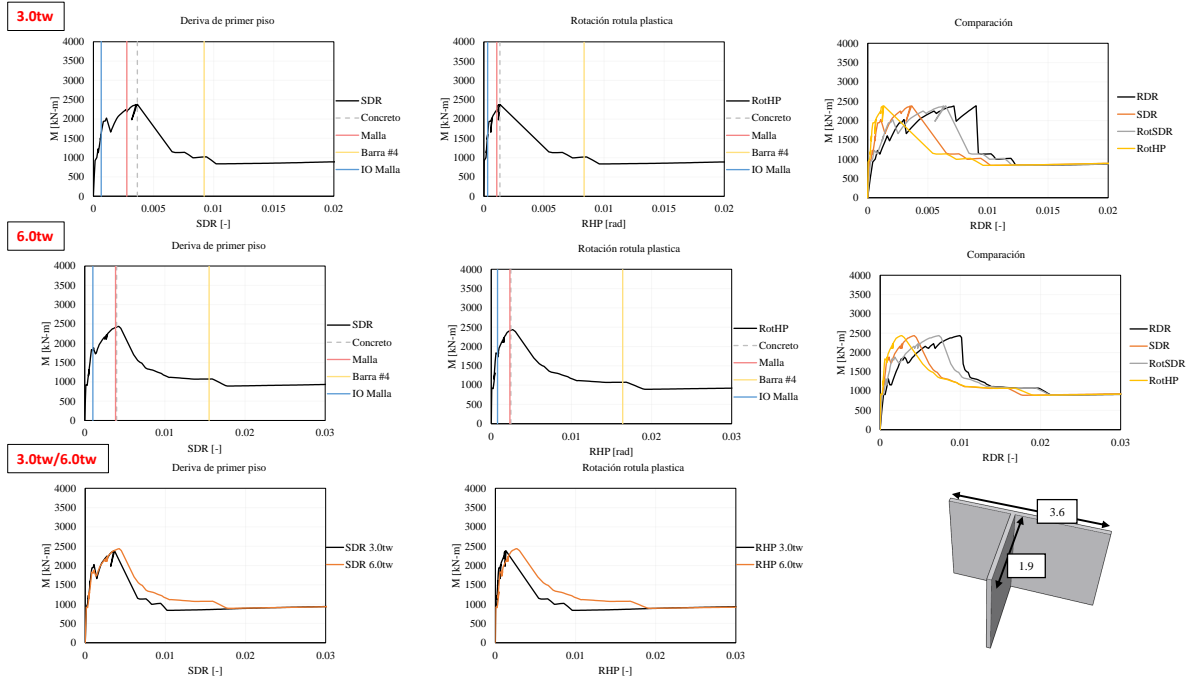


Figura D.1. 21 Respuesta muro W19, compresión o tracción.

Muro W19–Y Positivo – Falla: Fractura del acero

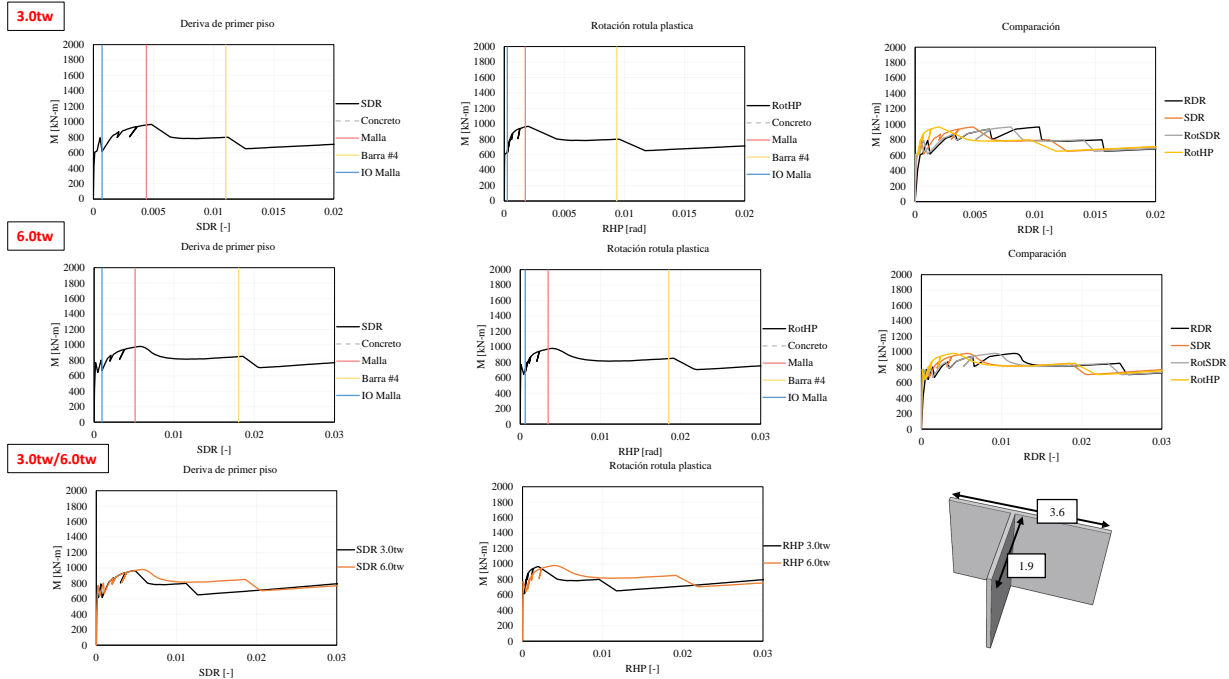


Figura D.1. 22 Respuesta muro W19, compresión aleta.

Muro W19–Y Negativo – Falla: Aplastamiento del concreto

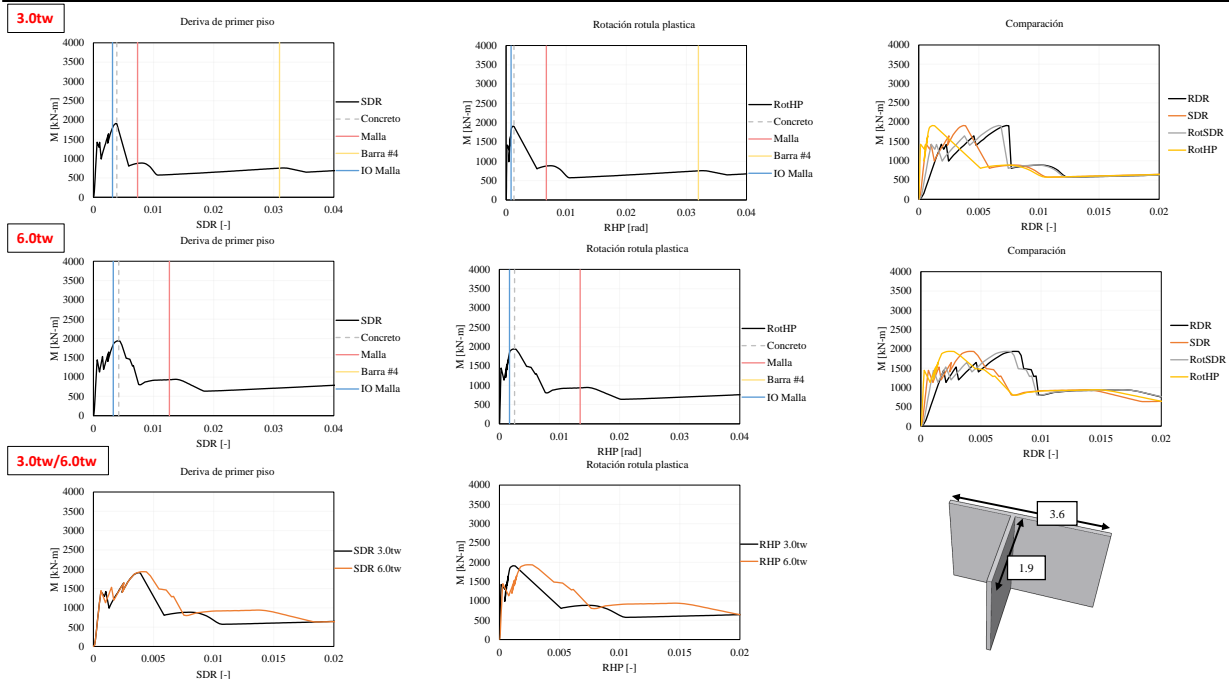


Figura D.1. 23 Respuesta muro W19, tracción aleta.

Muro W14– X Positivo/Negativo – Falla: Fractura del acero

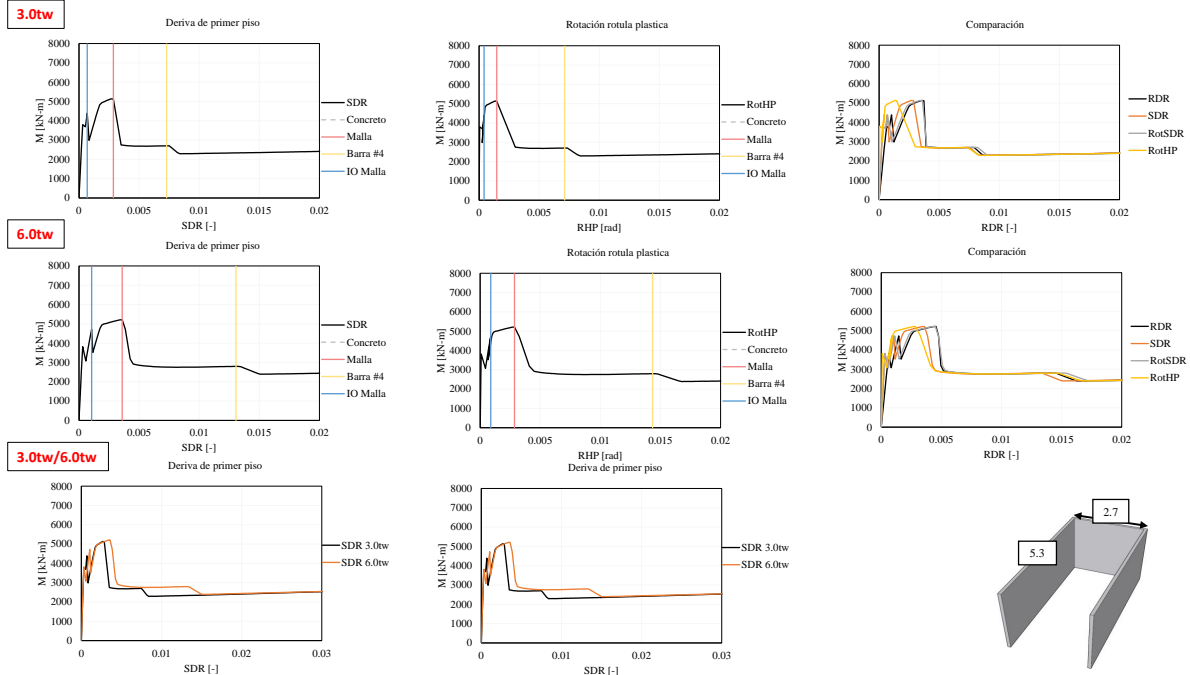


Figura D.1. 24 Respuesta muro W19, tracción o compresión.

Muro W14– Y Positivo – Falla: Fractura del acero

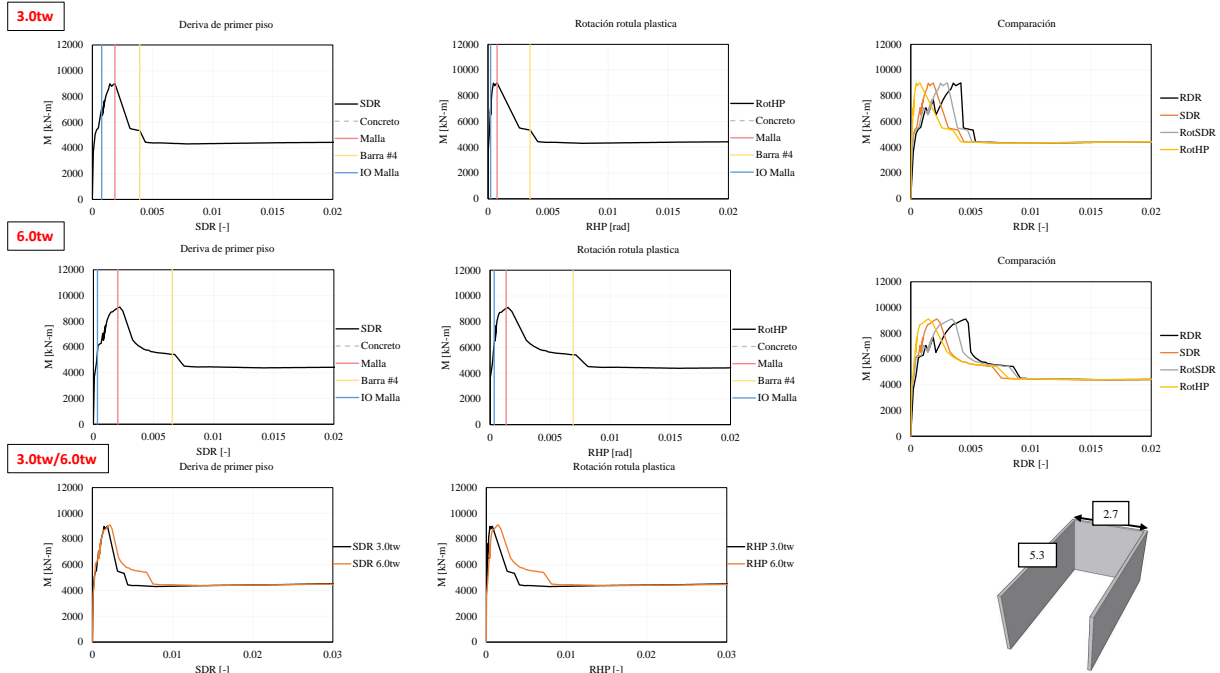


Figura D.1. 25 Respuesta muro W14, compresión aleta.

Muro W14-Y Negativo – Falla: Aplastamiento del concreto

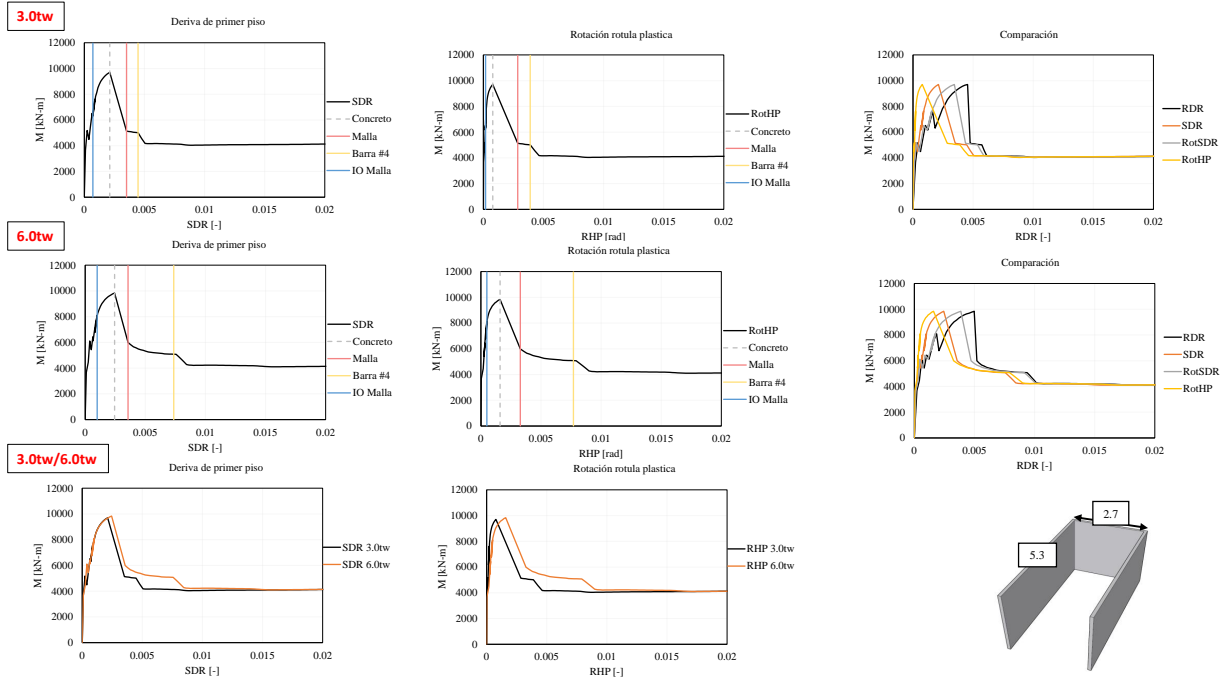


Figura D.1. 26 Respuesta muro W14, tracción aleta.